

## **BAB II**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1 Konstruksi Beton Bertulang**

##### **2.1.1 Beton**

Beton adalah campuran antara semen Portland atau semen hidraulik yang lain, agregat halus, agregat kasar dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan yang membentuk masa adat. (SNI 03 – 2847– 2013)

Proses awal terjadinya beton adalah pasta semen yaitu proses hidrasi antara air dengan semen, selanjutnya jika ditambahkan dengan agregat halus mortar dan jika ditambahkan dengan agregat kasar menjadi beton. Penambahan material lain akan membedakan jenis beton , misalnya yang ditambahkan adalah tulangan baja akan terbentuk beton bertulang. (Mulyono, 2004)

Nilai kuat tekan beton dengan kuat tariknya tidak berbanding lurus . Setiap usaha perbaikan mutu kekuatan tekan hanya disertai oleh peningkatan yang kecil dari kuat tariknya. Menurut perkiraan kasar nilai kuat tarik berkisar antara 9% - 15% kuat tekannya. Kecilnya kuat tarik ini merupakan salah satu kelemahan dari beton biasa. Untuk mengatasinya, beton dikombinasikan dengan tulangan beton dimana baja biasa digunakan sebagai tulangannya. (Mulyono, 2004)

##### **2.1.2 Beton Bertulang**

Beton bertulang adalah suatu kombinasi antara beton dan baja di mana tulangan baja berfungsi menyediakan kuat tarik yang tidak dimiliki oleh beton. Tulangan baja juga dapat menahan gaya tekan sehingga digunakan pada kolom dan pada berbagai kondisi lain.

##### **2.1.3 Kelebihan Beton Bertulang Sebagai Suatu Bahan Struktur**

Beton bertulang sebagai bahan konstruksi yang universal memiliki kelebihan antara lain:

- a) Beton memiliki kuat tekan yang relative tinggi dibandingkan dengan kebanyakan bahan lain.
- b) Beton bertulang mempunyai ketahanan yang tinggi terhadap api dan air, bahkan merupakan bahan struktur terbaik untuk bangunan yang banyak bersentuhan dengan air.
- c) Struktur beton bertulang sangat kokoh.
- d) Beton bertulang tidak memerlukan biaya pemeliharaan yang tinggi.
- e) Beton dapat dicetak menjadi bentuk yang sangat beragam seperti pelat, balok, dan kolom maupun kubah dan cangkang besar.

#### **2.1.4 Kelemahan Beton Bertulang Sebagai Suatu Bahan Struktur**

- a) Beton memiliki kuat tarik yang sangat rendah, sehingga memerlukan penggunaan tulangan tarik.
- b) Rendahnya kekuatan per satuan berat dari beton mengakibatkan beton bertulang menjadi berat, sehingga sangat berpengaruh pada struktur-struktur bentang panjang di mana berat beban mati beton yang besar akan sangat mempengaruhi momen lentur.
- c) Beton dapat menimbulkan susut (shrinkage) dan rangkak (creep).

## **2.2 Elemen Struktur**

### **2.2.1 Pelat Beton Bertulang**

Pelat adalah elemen horizontal struktur yang mendukung beban mati maupun beban hidup dan menyalurkannya ke rangka vertikal dari sistem struktur.

#### **2.2.1.1 Jenis-Jenis Pelat**

Pada umumnya struktur pelat beton dalam suatu bangunan gedung dapat diklasifikasikan menjadi tiga kelompok:

##### **(a) Pelat Satu Arah**

Jika sistem pelat hanya ditumpu dikedua sisinya, maka pelat tersebut akan melentur atau mengalami lendutan dalam arah tegak lurus dari sisi tumpuan. Beban akan didistribusikan oleh pelat dalam satu arah

saja yaitu ke arah tumpuan (pelat satu arah). Apabila pelat tertumpu di keempat sisinya, dan rasio bentang panjang terhadap bentang pendek lebih besar atau sama dengan 2, maka hampir 95% beban akan dilimpahkan dalam arah bentang pendek, pelat akan menjadi pelat satu arah. Sistem pelat satu arah cocok digunakan pada bentangan 3-6 meter, dengan beban hidup sebesar  $2,5-5 \text{ KN/m}^2$ .

(b) Sistem Pelat Rusuk (*joint construction*)

Sistem pelat rusuk terdiri dari pelat beton dengan ketebalan 50 hingga 100 mm, yang ditopang oleh sejumlah rusuk dengan jarak beraturan. Rusuk mempunyai lebar minimum 100 mm dan mempunyai tinggi tidak lebih dari 3,5 kali lebar minimumnya. Rusuk biasanya bersisi miring dan disusun dalam jarak tertentu yang tidak melebihi 750 mm. Rusuk ditopang oleh balok induk utama yang langsung menumpu pada kolom. Sistem pelat rusuk cocok digunakan untuk struktur pelat dengan bentang 6-9 m, serta memikul beban hidup sebesar  $3,5-5,5 \text{ KN/m}^2$ .

(c) Pelat Dua Arah

Pelat dua arah adalah struktur pelat beton yang ditopang di keempat sisinya, dan rasio antara bentang panjang terhadap bentang pendeknya kurang dari 2. Sistem pelat dua arah dibedakan menjadi beberapa jenis berikut:

- Sistem balok-pelat dua arah

Pada sistem ini pelat beton ditumpu oleh balok di keempat sisinya. Beban dari pelat ditransfer ke keempat balok penumpu yang selanjutnya mentransfer bebannya ke kolom. Sistem pelat dua arah dengan balok ini dapat digunakan untuk bentang 6-9 meter, dengan beban hidup sebesar  $2,5-5,5 \text{ KN/m}^2$ . Balok akan meningkatkan kekakuan pelat, sehingga lendutan yang terjadi akan relatif kecil.

- Sistem slab datar (*flat slab*)

Sistem ini merupakan sistem struktur pelat beton dua arah yang tidak memiliki balok penumpu di masing-masing sisinya. Beban pelat

ditransfer langsung ke kolom. Kolom cenderung akan menimbulkan kegagalan geser pons pada pelat.

- Sistem pelat datar (*flat plate*)

Sistem ini terdiri dari pelat yang tertumpu langsung ke kolom tanpa adanya penebalan panel dan kepala kolom. Potensi kegagalan struktur terbesar akan timbul akibat geser pons, yang akan menghasilkan tegangan tarik diagonal. Sebagai akibat tidak adanya penebalan panel dan kepala kolom, maka dibutuhkan ketebalan pelat yang lebih besar atau dengan memberikan penulangan ekstra di area sekitar kolom. Sistem pelat datar dapat digunakan pada bentangan 6-7,5 m dan beban hidup sebesar 2,4-4,5  $\text{KN/m}^2$ .

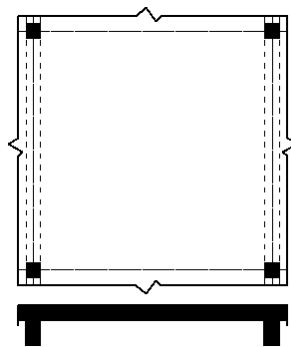
- Pelat dua arah berusuk dan pelat waffle

Sistem pelat dua arah dengan ketebalan pelat antara 50 mm hingga 100 mm yang ditumpu oleh rusuk-rusuk dalam dua arah. Jarak antar rusuk berkisar antara 500 mm hingga 750 mm. Tepi-tepi pelat dapat ditopang oleh balok, atau dapat juga pelat langsung menumpu pada kolom dengan memberikan penebalan pada pelat di sekitar kolom.

### 2.2.1.2 Sistem pada Pelat

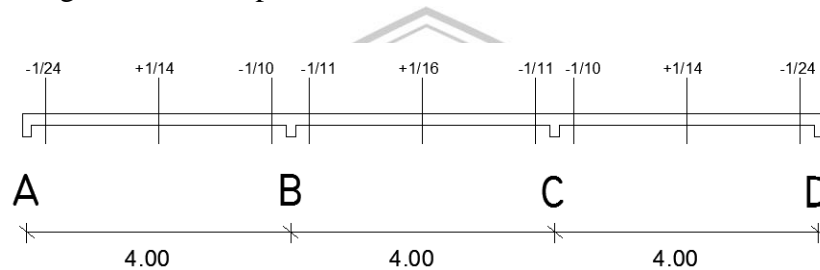
Sistem struktur pelat beton dalam suatu bangunan gedung dapat diklasifikasikan menjadi dua kelompok:

(a) Sistem Pelat Satu Arah



**Gambar 2.1** Pelat Satu Arah

Sistem pelat yang hanya ditumpu di kedua sisinya, maka pelat tersebut akan melentur atau mengalami lendutan dalam arah tegak lurus dari sisi tumpuan. Beban akan didistribusikan oleh pelat dalam satu arah saja yaitu ke arah tumpuan (pelat satu arah). Apabila pelat tertumpu di keempat sisinya, dan rasio bentang panjang terhadap bentang pendek lebih besar atau sama dengan 2, maka hampir 95% beban akan dilimpahkan dalam arah bentang pendek, pelat akan menjadi pelat satu arah. Sistem pelat satu arah cocok digunakan pada bentangan 3-6 meter, dengan beban hidup sebesar 2,5-5 KN/m<sup>2</sup>.



➤ **Gambar 2.2** Koefisien Momen Pelat Satu Arah

Koefisien Momen Panel Luar

Koefisien Momen Panel Dalam

$$Mu = \frac{q_u L^2}{24} \text{ (Tumpuan)}$$

$$Mu = \frac{q_u L^2}{11} \text{ (Tumpuan)}$$

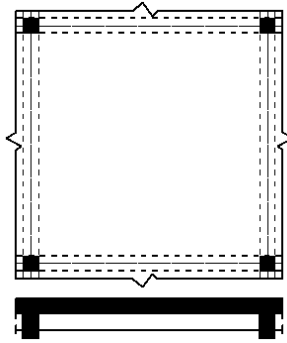
$$Mu = \frac{q_u L^2}{14} \text{ (Lapangan)}$$

$$Mu = \frac{q_u L^2}{16} \text{ (Lapangan)}$$

$$Mu = \frac{q_u L^2}{10} \text{ (Tumpuan)}$$

$$Mu = \frac{q_u L^2}{11} \text{ (Tumpuan)}$$

## (b) Sistem Pelat Dua Arah

**Gambar 2.3** Pelat Dua Arah

Struktur pelat beton yang ditopang di keempat sisinya, dan rasio antara bentang panjang terhadap bentang pendeknya kurang dari 2, maka pelat tersebut adalah sistem pelat dua arah. Dalam hal analisis boleh diasumsikan bahwa pelat merupakan balok lebar dan pendek, yang bersama-sama dengan kolom di atas dan bawahnya membentuk suatu portal kaku.

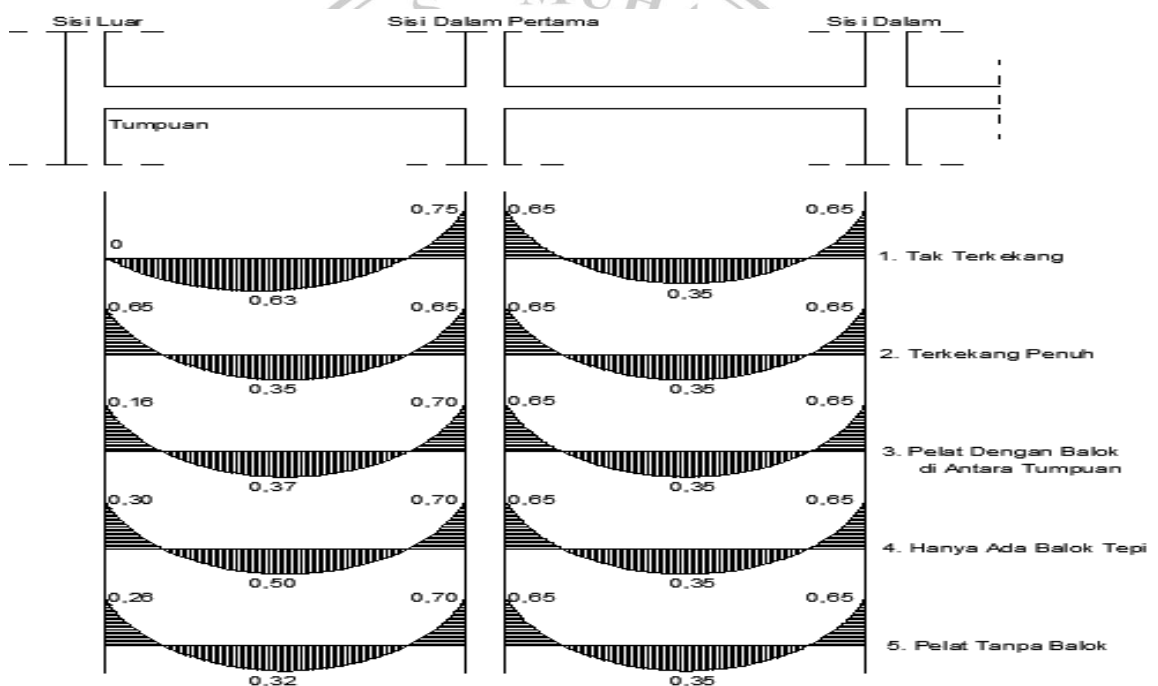
Peraturan SNI memberikan dua buah metode pendekatan dalam melakukan analisis dan desain suatu sistem struktur pelat dua arah:

- Metode Perencanaan Langsung (*Direct Design Method, DDM*)

Metode ini dibatasi untuk sistem pelat yang dibebani oleh beban terdistribusi merata, serta tertumpu oleh kolom-kolom dalam jarak yang sama. Metode perencanaan langsung ini menggunakan koefisien untuk menentukan besarnya momen rencana pada lokasi-lokasi kritis.

**Tabel 2.1** Distribusi Momen pada Pelat Dua Arah

	Tepi Eksterior Tak- Terkekang	Pelat dengan Balok di Antara Semua Tumpuan	Pelat Tanpa Balok di Antara Tumpuan Interior		Tepi Eksterior Terkekang Penuh
			Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi	
Momen Terfaktor Negatif Interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Momen Terfaktor Positif	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Momen Terfaktor Negatif Eksterior	0	0,16	0,26	0,70	0,65

**Gambar 2.4** Distribusi Momen Statik Total Menjadi Momen Positif dan Negatif

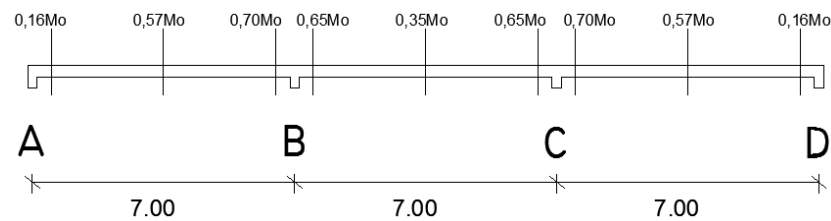
$$M_o = \frac{q_u L_2 L_n^2}{8}$$

Keterangan:

$M_o$  = Momen total statik (Nm)

$L_2$  = Rencana lebar pelat per meter (m)

$L_n$  = Jarak bentang bersih pelat (m)



➤ **Gambar 2.5** Koefisien Momen Pelat Dua Arah Dengan Balok Di Antara Semua Tumpuan (Lajur Kolom)

Koefisien Momen Panel Luar

$$Mu = 0,16Mo \text{ (Tumpuan)}$$

$$Mu = 0,57Mo \text{ (Lapangan)}$$

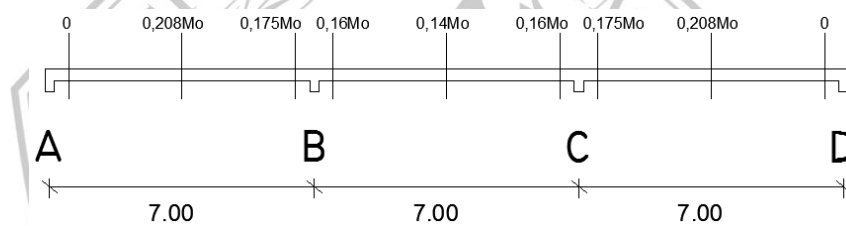
$$Mu = 0,70Mo \text{ (Tumpuan)}$$

Koefisien Momen Panel Dalam

$$Mu = 0,65Mo \text{ (Tumpuan)}$$

$$Mu = 0,35Mo \text{ (Lapangan)}$$

$$Mu = 0,65Mo \text{ (Tumpuan)}$$



➤ **Gambar 2.6** Koefisien Momen Pelat Dua Arah Dengan Balok Di Antara Semua Tumpuan (Lajur Tengah)

Koefisien Momen Panel Luar

$$Mu = 0 \text{ (Tumpuan)}$$

$$Mu = 0,208Mo \text{ (Lapangan)}$$

$$Mu = 0,175Mo \text{ (Tumpuan)}$$

Koefisien Momen Panel Dalam

$$Mu = 0,16Mo \text{ (Tumpuan)}$$

$$Mu = 0,14Mo \text{ (Lapangan)}$$

$$Mu = 0,16Mo \text{ (Tumpuan)}$$

$$K = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,17 \frac{K}{f_c'}}$$

**Pemeriksaan Rasio Tulangan Tarik**

$$\rho = \omega \cdot \frac{f_c'}{f_y}$$



$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{(600 + f_y)}$$

$$\rho_{\text{Max}} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\text{Min}} = \frac{1,4}{f_y}$$

### Luas Tulangan Pokok

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

### Luas Tulangan Susut

$$A_s = 0,002 \times b \times h$$

### Pemeriksaan d pakai

$$d_{\text{pakai}} = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \phi \text{ tulangan pokok}$$

### Kontrol

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b}$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_R = \phi M_n$$

$$M_R > M_u$$

- Metode Rangka Equivalen (Equivalent Frame Method, EFM)

Struktur bangunan 3 dimensi yang dibagi-bagi menjadi beberapa rangka equivalen dua dimensi, pembagian tersebut dilakukan dengan cara membuat potongan sepanjang garis tengah di antara kedua kolom. Struktur rangka dianalisis secara terpisah lantai per lantai dalam arah memanjang dan melintang.

Kekakuan Pelat

$$K_s = k \frac{EI_s}{I_s}$$

dengan k adalah faktor kekakuan

$$I_s = \frac{I_2 h_s^3}{12}$$

Apabila momen inersia pelat,  $I_s$  dianggap sebagai acuan dan dianggap sebagai 1,0 satuan, maka momen inersia antara sumbu kolom ke muka kolom adalah:

$$\frac{1,0}{\left(1 - \frac{c_2}{I_2}\right)^2}$$

Faktor kekakuan pelat

$$k = I_1 \left( \frac{1}{A_a} + \frac{M_c}{I_a} \right)$$

Dengan:

$A_a$  = luas penampang kolom analogi

$I_a$  = momen inersia dari kolom analogi

$M$  = momen di tengah pelat akibat beban 1 satuan di serat terluar penampang kolom analogi

$c$  =  $l_1/2$

Sehingga:

$$k = I_1 \left( \frac{1}{A_a} + \frac{M_c}{I_a} \right)$$

Sedangkan kekakuan pelat adalah:

$$K_s = k \frac{EI_s}{I_s}$$

Kekakuan Kolom,  $K_c$ :

$$K_c = k' \left( \frac{EI_c}{I_c} \right) \times 2 \text{ (untuk kolom di atas dan bawah pelat)}$$

Faktor kekakuan,  $k'$  ditentukan sebagai berikut:

$$k' = I_c \left( \frac{1}{A_a} + \frac{M_c}{I_a} \right)$$

Dengan:

$I_c$  = panjang kolom

$c$  =  $l_c/2$

$A_a$  =  $I_c - \text{tebal pelat}$

$$I_a = \frac{(I_c - h_s)^3}{12}$$

$$M = 1,0 \left( \frac{I_c}{2} \right)$$

Kekakuan torsional,  $K_t$ , dari pelat di sisi kolom:

$$K_t = \sum \frac{9E_s C}{l_2 \left( 1 - \frac{c_2}{l_2} \right)} \quad \text{dengan} \quad C = \sum \left( 1 - 0,63 \frac{x}{y} \right) \left( \frac{x^3 y}{3} \right)$$

Kekakuan kolom ekuivalen,  $K_{ec}$  :

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t}$$

Faktor distribusi momen (DF):

Untuk sisi luar (eksterior):

$$DF_{pelat} = \frac{K_s}{K_s + K_{ec}}$$

$$DF_{kolom} = \frac{K_{ec}}{K_s + K_{ec}}$$

Untuk sisi dalam (interior):

$$DF_{pelat} = \frac{K_s}{2K_s + K_{ec}}$$

$$DF_{kolom} = \frac{K_{ec}}{2K_s + K_{ec}}$$

Fixed End Moments:

$$FEM = -\frac{1}{12} q_u x l_2 (l_1)^2$$

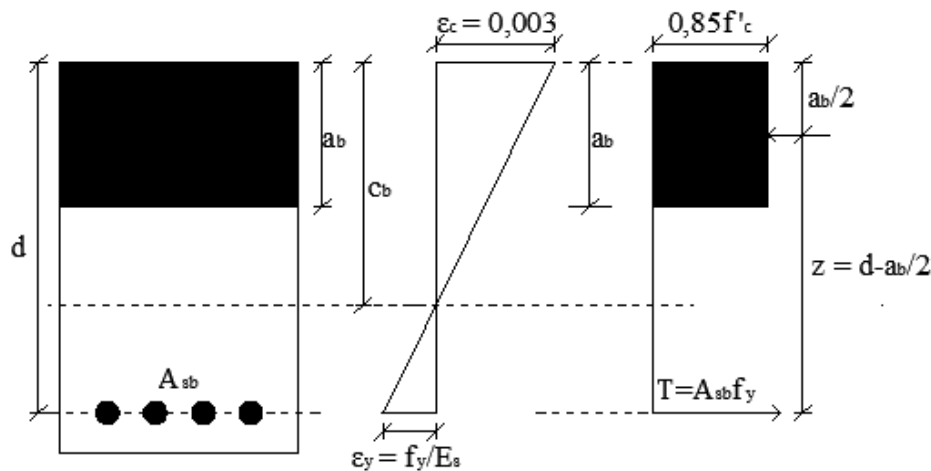
### 2.2.2 Balok Beton Bertulang

Balok adalah elemen struktur yang dominan memikul gaya dalam berupa momen lentur dan juga geser. Ketika momen lentur cukup besar untuk menyebabkan tegangan tarik pada serat beton terluar lebih besar daripada modulus keruntuhan, seluruh beton pada sisi tarik balok diasumsikan mengalami retak sehingga harus diabaikan dalam perhitungan lentur.

### 2.2.2.1 Keruntuhan Pada Balok

#### 2.2.2.1.1 Keruntuhan Seimbang

Pada kondisi ini beton akan hancur dan besi tulangan leleh terjadi secara bersamaan.



➤ **Gambar 2.7** Penampang persegi pada keruntuhan seimbang

Dari diagram regangan pada gambar, maka dengan menggunakan perbandingan segitiga akan diperoleh hubungan berikut:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E_s} \quad (1)$$

Atau jika nilai  $E$ , diambil sebesar 200.000 MPa, maka:

$$c_b = \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) d \quad (2)$$

Selanjutnya dengan menggunakan persamaan kesetimbangan gaya, maka dapat dituliskan:

$$C = T$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b = A_{sb} \cdot f_y \quad (3)$$

$$a_b = \frac{A_{sb} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (4)$$

Presentase tulangan yang dibutuhkan untuk menghasilkan kondisi seimbang disebut sebagai rasio tulangan seimbang,  $\rho_b$ . Nilai  $\rho_b$  sama dengan luas tulangan baja dibagi dengan luas penampang efektif:

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b \times d} \quad (5)$$

Dengan:

$b$  = lebar penampang yang tertekan

$d$  = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan baja tarik

persamaan diatas disubstitusikan pada persamaan (3):

$$0,85 \cdot f'c \cdot a_b \cdot b = f_y \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Atau

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'c}{d \cdot f_y} \cdot a_b = \frac{0,85 \cdot f'c}{d \cdot f_y} \cdot \beta_1 \cdot c_b \quad (6)$$

Selanjutnya substitusikan nilai  $c_b$  dari persamaan (2), untuk mendapatkan persamaan umum rasio tulangan seimbang,  $\rho_b$ :

$$\rho_b = \frac{0,85 f'c}{f_y} \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (7)$$

Secara umum, momen nominal dari suatu balok persegi bertulang tunggal dihitung dengan mengalikan nilai C atau T.

$$M_n = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (8)$$

Untuk mendapatkan besarnya kuat rencana,  $\phi M_n$ , maka kuat momen nominal,  $M_n$ , harus direduksi dengan cara dikalikan dengan faktor reduksi  $\phi$ :

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left( d - \frac{A_s \cdot f_y}{1,7 f'c \cdot b} \right) \quad (9)$$

Syarat ini berlaku untuk balok beton non-prategang serta komponen struktur yang memikul beban aksial kurang dari  $0,1 f'c A_g$ .

Regangan penampang pada kondisi seimbang diperoleh:

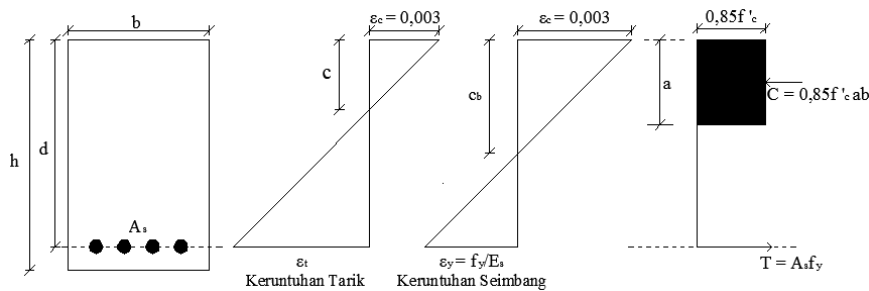
$$C_b = \frac{a_b}{\beta_1} = \frac{A_{sb} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b} = \frac{\rho_b \cdot f_y \cdot d}{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1} \quad (10)$$

Maka diperoleh pula:

$$c = \frac{\rho \cdot f_y \cdot d}{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1} \quad (11)$$

### 2.2.2.1.2 Keruntuhan Tarik

Adalah keruntuhan dimana tulangan baja mengalami leleh sebelum beton hancur atau mencapai regangan batas tekannya. Keruntuhan ini terjadi pada penampang dengan rasio tulangan yang kecil.



➤ **Gambar 2.8** Penampang keruntuhan seimbang dan penampang keruntuhan tarik

Dari kedua persamaan tersebut dapat dinyatakan perbandingan antara  $c$  dan  $c_b$ :

$$\frac{c}{c_b} = \frac{\rho}{\rho_b} \quad (12)$$

Apabila kedua ruas dibagi dengan  $d$ , maka diperoleh:

$$\frac{c}{d} = \frac{\rho}{\rho_b} \frac{c_b}{d} \quad (13)$$

Dari perbandingan segitiga, didapatkan persamaan:

$$\frac{c}{d} = \frac{0,003}{0,003 + \varepsilon_t} \quad (14)$$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/\varepsilon_s} \quad (15)$$

Selanjutnya dari persamaan (13) dan (15):

$$\frac{c}{d} = \frac{\rho}{\rho_b} \frac{c_b}{d} = \frac{\rho}{\rho_b} \left( \frac{0,003}{0,003 + f_y/\varepsilon_s} \right) \quad (16)$$

Substitusikan persamaan (16) ke dalam persamaan (14):

$$\frac{\rho}{\rho_b} = \frac{0,003 + f_y/\varepsilon_s}{0,003 + \varepsilon_t} \quad (17)$$

Dalam hal desain balok atau komponen struktur lentur lainnya, batas maksimum rasio tulangan dapat diambil dengan menggunakan nilai  $\varepsilon_t = 0,005$ , sehingga dari persamaan (17) dapat dirumuskan:

$$\rho_{maks} = \left( \frac{0,003 + f_y/\varepsilon_s}{0,008} \right) \rho_b \dots\dots\dots (18)$$

Jika tulangan baja mempunyai  $f_y = 400 \text{ MPa}$  dan  $\varepsilon_s = 200.000 \text{ MPa}$ , maka  $\rho_{maks} = 0,625\rho_b$ . Dengan menggunakan batasan tersebut, maka penampang akan dikategorikan sebagai penampang terkendali tarik, dan nilai faktor reduksi  $\phi$  dapat diambil sebesar 0,9. Sedangkan balok atau komponen struktur dengan  $\rho > \rho_{maks}$ , akan menghasilkan  $\varepsilon_t$  yang kurang dari 0,005. Pasal 10.3 dari SNI 2847:2013 mensyaratkan nilai  $\varepsilon_t$  tidak boleh kurang dari 0,004, untuk menjamin tingkat daktilitas serta memperlihatkan tanda-tanda yang nampak secara visual sebelum terjadi keruntuhan. Bila nilai  $\varepsilon_t$  diambil sebesar 0,004, maka persamaan (17) akan menjadi:

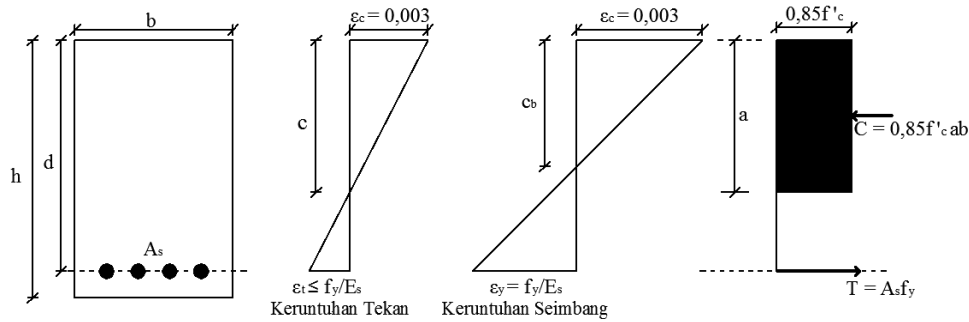
$$\frac{\rho}{\rho_b} = \frac{0,003 + f_y/\varepsilon_s}{0,007} \dots\dots\dots (19)$$

Untuk  $f_y = 400 \text{ MPa}$  dan  $\varepsilon_s = 200.000 \text{ MPa}$ , maka  $\rho_{maks t} = 0,714\rho_b$ , namun faktor  $\phi$ , tidak dapat diambil sebesar 0,9, karena penampang berada pada daerah transisi, untuk penampang dengan tulangan nonspiral, maka nilai  $\phi$  pada daerah transisi adalah sebesar:

$$\phi_t = 0,65 + (\varepsilon_t - 0,002)(250/3) = 0,65 + (0,004 - 0,002)(250/3) = 0,817$$

#### 2.2.2.1.3 Keruntuhan Tekan

Keruntuhan tekan adalah keruntuhan dimana beton akan mengalami hancur sebelum tulangan baja leleh. Keruntuhan terjadi akibat dari penampang dengan rasio tulangan yang besar. Berlebihnya tulangan baja tarik mengakibatkan garis netral bergeser ke bawah, hal tersebut akan menyebabkan beton mendahului mencapai regangan maksimum 0,003 sebelum tulangan baja tariknya luluh.



➤ **Gambar 2.9** Penampang keruntuhan seimbang dan penampang keruntuhan tekan

Dari kedua persamaan tersebut dapat dinyatakan perbandingan antara  $c$  dan  $c_b$ :

$$\frac{c}{c_b} = \frac{\rho}{\rho_b} \dots\dots\dots (20)$$

Apabila kedua ruas dibagi dengan  $d$ , maka diperoleh:

$$\frac{c}{d} = \frac{\rho}{\rho_b} \frac{c_b}{d} \dots\dots\dots (21)$$

Dari perbandingan segitiga, didapatkan persamaan:

$$\frac{c}{d} = \frac{0,003}{0,003 + \varepsilon_t} \dots\dots\dots (22)$$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/\varepsilon_s} \dots\dots\dots (23)$$

Selanjutnya dari persamaan (21) dan (23):

$$\frac{c}{d} = \frac{\rho}{\rho_b} \frac{c_b}{d} = \frac{\rho}{\rho_b} \left( \frac{0,003}{0,003 + f_y/\varepsilon_s} \right) \dots\dots\dots (24)$$

Substitusikan persamaan (22) ke dalam persamaan (24):

$$\frac{\rho}{\rho_b} = \frac{0,003 + f_y/\varepsilon_s}{0,003 + \varepsilon_t} \dots\dots\dots (25)$$

Dalam hal desain balok atau komponen struktur lentur lainnya, batas maksimum rasio tulangan dapat diambil dengan menggunakan nilai  $\varepsilon_t \leq f_y/\varepsilon_s$ , sehingga dari persamaan (25) dapat dirumuskan:

$$\rho_{maks} = \left( \frac{0,003 + f_y/\varepsilon_s}{0,003 + f_y/\varepsilon_s} \right) \rho_b \dots\dots\dots (26)$$

$$\rho_{maks} = \rho_b$$



### 2.2.2.2 Balok Persegi Bertulang Tunggal

Balok persegi bertulang tunggal bertujuan untuk menahan lentur akibat beban luar yang bekerja pada suatu balok tersebut. Dasar perencanaan adalah kesetimbangan antara momen tahanan  $M_R$  dan momen luar  $M_n$ , dimana momen tahanan berasal dari momen kopel antara beton tekan dan baja tarik, sedangkan momen luar berasal dari beban luar yang bekerja pada balok.

#### Langkah-Langkah Perencanaan:

$$k = \frac{Mu}{\phi bd}$$

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{k}{f_c'}}$$

#### Pemeriksaan Rasio Tulangan Tarik

$$\rho = \omega \frac{f_c'}{f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{maks} = 0,625 \rho_b \text{ (untuk } f_y = 400 \text{ MPa)}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

#### Pemeriksaan rasio tulangan

$$\rho_{min} > \rho < \rho_{max} \quad (\text{Keruntuhan Seimbang})$$

$$\rho > \rho_{min} \quad (\text{Keruntuhan Tarik})$$

$$\rho < \rho_{max} \quad (\text{Keruntuhan Tekan})$$

#### Luas tulangan pokok

$$A_s = \rho b d_{rencana}$$

#### Pemeriksaan b pakai

$$b \text{ pakai} = 2 \times \text{selimut beton} + 2 \times \phi_{sengkang} + n \phi_{tulangan} + (n - 1) \text{jarak tulangan}$$

Jika  $b \text{ pakai} < b \text{ rencana}$  maka digunakan tulangan satu lapis

Jika  $b \text{ pakai} > b \text{ rencana}$  maka digunakan tulangan dua lapis

**Pemeriksaan d pakai**

$$d_{\text{pakai}} = h - \text{selimut beton} - \phi_{\text{sengkang}} - \frac{1}{2}\phi_{\text{tulangan pokok}}$$

$d_{\text{pakai}} > d_{\text{rencana}}$  (OK)

**Pemeriksaan Tulangan Penampang**

$$a = \frac{As f_y}{0,85 f_c' b}$$

**Momen Nominal Penampang**

$$M_n = As f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

**Momen Tahanan Penampang**

$$M_R = \phi M_n$$

**Kontrol**

$$M_R > M_u \text{ (OK)}$$

**2.2.2.3 Balok Persegi Bertulang Rangkap**

Balok bertulang rangkap merupakan penampang balok yang didesain memiliki tulangan tarik dan tulangan tekan. Penggunaan tulangan tekan sering dijumpai pada daerah momen negatif dari suatu balok menerus atau di tengah bentang dari suatu balok yang cukup panjang dan memikul beban yang berat serta persyaratan kontrol lendutan cukup ketat.

Keuntungan yang diperoleh dengan menambahkan tulangan tekan pada penampang beton bertulang, yaitu:

a) Mengurangi lendutan jangka panjang

Fungsi utama yang paling penting dari penambahan tulangan tekan adalah mengurangi lendutan jangka panjang akibat beban yang secara kontinu bekerja pada balok.

b) Meningkatkan daktilitas

Penambahan tulangan tekan dapat mengurangi tinggi blok tegangan tekan ekuivalen beton,  $a$ . Dengan berkurangnya  $a$ , maka regangan pada tulangan tarik akan naik, dan menghasilkan perilaku balok yang lebih daktil.

c) Menghasilkan keruntuhan tarik pada struktur

Ketika  $\rho > \rho_b$ , maka balok akan mengalami keruntuhan yang bersifat getas, ketika daerah tekan beton hancur sebelum tulangan baja mengalami luluh. Apabila pada balok tersebut diberikan tulangan tekan yang mencukupi, maka kehancuran beton dapat dicegah hingga tulangan baja tarik dapat mengalami luluh terlebih dahulu. Pada kasus ini balok akan mengalami keruntuhan yang daktil.

#### 2.2.2.4 Tulangan Tekan Sudah Luluh

Momen internal balok bertulangan rangkap dapat dibedakan menjadi dua macam seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.8.  $M_{u1}$  adalah momen internal yang dihasilkan dari gaya tekan pada beton dan gaya tarik ekuivalen pada tulangan baja,  $A_{s1}$ . Sedangkan  $M_{u2}$  merupakan momen internal tambahan yang diperoleh dari gaya tekan pada tulangan tekan  $A'_s$  dan gaya tarik pada tulangan tarik tambahan  $A_{s2}$ .

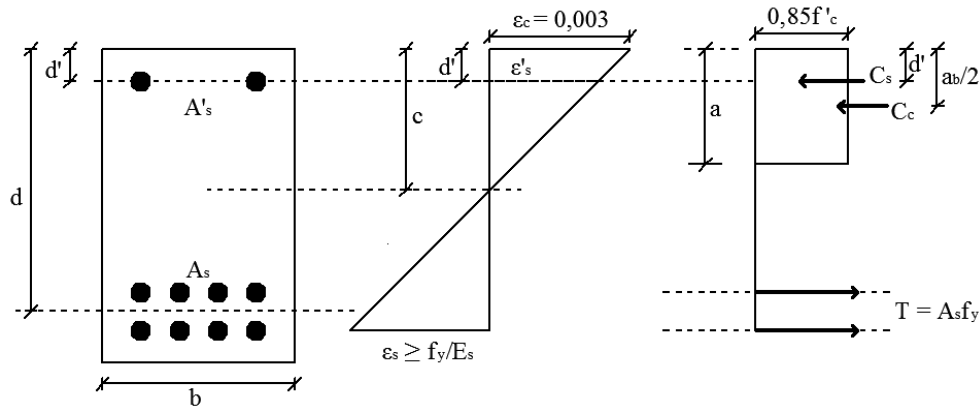
Momen  $M_{u1}$  merupakan momen yang diperoleh dari balok bertulangan tunggal sebagai berikut:

$$T_1 = C_c \dots\dots\dots (27)$$

$$A_{s1} \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (28)$$

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots (29)$$

$$M_{u1} = \phi A_{s1} \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (30)$$



**Gambar 2.10** Penampang persegi dengan tulangan rangkap dan diagram regangan

Syarat batasan tulangan untuk  $A_{s1}$ , adalah bahwa harus dipenuhi ( $\rho_1 = A_{s1}/bd$ )  $< \rho_{maks}$  untuk penampang terkendali tarik dari balok bertulang tunggal, seperti dalam Persamaan 18. Selanjutnya  $M_{u2}$  dapat dihitung dengan mengasumsikan tulangan tekan,  $A'_s$  sudah luluh:

$$M_{u2} = \phi A_{s2} f_y (d - d') = \phi A'_s f_y (d - d') \dots\dots\dots (31)$$

Dalam hal ini  $A_{s2} = A'_s$ , menghasilkan gaya yang sama besar namun berlawanan arah seperti ditunjukkan pada Gambar 2.10. Dan akhirnya momen nominal total dari suatu balok bertulangan rangkap diperoleh dengan menjumlahkan  $M_{u1}$  dan  $M_{u2}$ :

$$\phi M_n = M_{u1} + M_{u2} = \phi \left[ A_{s1} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + \phi A'_s f_y (d - d') \right] \dots\dots\dots (32)$$

Luas total tulangan baja tarik yang digunakan adalah jumlah dari  $A_{s1}$  dan  $A_{s2}$ , sehingga:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + A'_s \dots\dots\dots (33)$$

atau

$$A_{s1} = A_s - A'_s \dots\dots\dots (34)$$

Selanjutnya Persamaan 29 dan 32 dapat dituliskan pula dalam bentuk:

$$a = \frac{(A_{s1} - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} \dots\dots\dots (35)$$

$$\phi M_n = M_{u1} + M_{u2} = \phi \left[ (A_s - A'_s) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right] \dots\dots (36)$$

Serta diperoleh pula syarat batas maksimum rasio tulangan:

$$(\rho - \rho') < \rho_{maks} = \rho_b \left( \frac{0,003 + f_y/E_s}{0,008} \right) \dots\dots\dots (37)$$

Dalam analisis yang sudah dilakukan, digunakan asumsi bahwa tulangan tekan sudah luluh, dari gambar 2.11, apabila tulangan tekan sudah luluh maka dipenuhi:

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots (38)$$

Dari kesamaan segitiga di atas sumbu netral, serta dengan menggunakan  $E_s = 200.000 \text{ MPa}$ , maka:

$$\frac{c}{d'} = \frac{0,003}{0,003 - \frac{f_y}{E_s}} = \frac{600}{600 - f_y}$$

atau

$$c = \left( \frac{600}{600 - f_y} \right) d' \dots\dots\dots (39)$$

Mengingat bahwa:  $A_{s1}f_y = 0,85f'_c ab$

Serta  $A_{s1} = A_s - A'_s$  dan  $\rho_1 = (\rho - \rho')$

Maka dapat diperoleh hubungan berikut:

$$(\rho - \rho') b d f_y = 0,85 f'_c a b$$

Atau

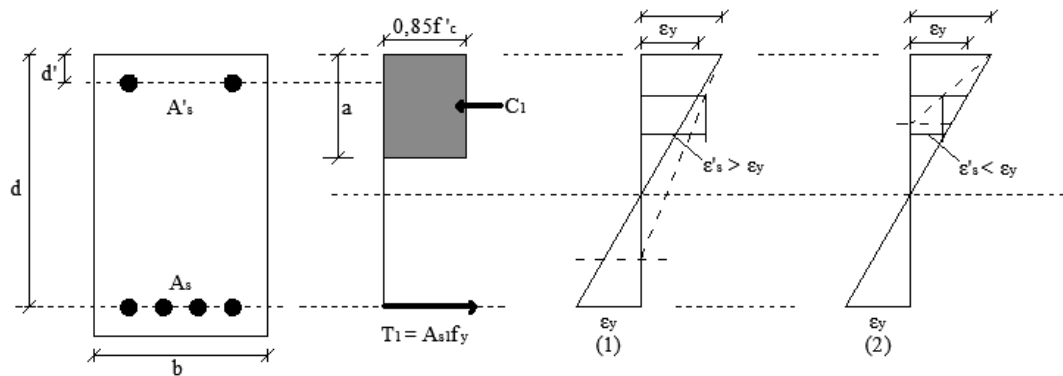
$$(\rho - \rho') = 0,85 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{a}{d} \right) \dots\dots\dots (40)$$

Dengan mengingat pula hubungan  $a = \beta_1 c$ , serta Persamaan 39, maka diperoleh:

$$a = \beta_1 c = \beta_1 \left( \frac{600}{600 - f_y} \right) d' \dots\dots\dots (41)$$

Maka Persamaan 40 dapat dituliskan kembali menjadi:

$$(\rho - \rho') = 0,85 \beta_1 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{d'}{d} \right) \left( \frac{600}{600 - f_y} \right) = K \dots\dots\dots (42)$$



➤ **Gambar 2.11** Balok dengan tulangan tekan: (1) sudah luluh; (2) belum luluh

Selain itu, dari Persamaan 42 dapat diturunkan suatu syarat pemeriksaan apakah tulangan tekan sudah luluh atau belum, yaitu:

$$(\rho - \rho') \geq 0,85\beta_1 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{d'}{d} \right) \left( \frac{600}{600 - f_y} \right) = K \quad (43)$$

#### 2.2.2.5 Tulangan Tekan Belum Luluh

Apabila:

$$(\rho - \rho') < 0,85\beta_1 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{d'}{d} \right) \left( \frac{600}{600 - f_y} \right) = K \quad (44)$$

Maka tulangan baja belum luluh. Dapat dikatakan pula bahwa jika  $(\rho - \rho') < K$ , tulangan baja tarik akan luluh sebelum beton mencapai regangan maksimumnya sebesar 0,003, dan regangan pada tulangan tekan,  $\epsilon'_s$ , belum mencapai  $\epsilon_y$  pada saat terjadi keruntuhan. Luluhnya tulangan tekan juga dipengaruhi oleh letaknya terhadap serat terluar,  $d'$ . Semakin tinggi rasio  $d'/c$  berarti tulangan tekan semakin dekat dengan sumbu netral, maka semakin kecil kemungkinan tulangan tekan mencapai kuat luluhnya.

Dari gambar 2.10, dengan menggunakan perbandingan segitiga, diperoleh:

$$\epsilon'_s = 0,003 \left( \frac{c - d'}{c} \right)$$

$$f'_s = E\epsilon'_s = 200.000(0,003) \left( \frac{c - d'}{c} \right) = 600 \left( \frac{c - d'}{c} \right)$$

Dengan memperhitungkan luas beton yang ditempati oleh tulangan baja, maka dapat dituliskan rumusan untuk besarnya gaya tekan pada tulangan,  $C_s$ , dan gaya tekan pada beton,  $C_c$ , sebagai berikut:

$$C_s = A'_s(f'_s - 0,85f'_c) = A'_s \left[ 600 \left( \frac{c - d'}{c} \right) - 0,85f'_c \right]$$

$$C_c = 0,85f'_c \beta_1 cb$$

Karena  $T = A_s f_y = C_s + C_c$ , maka:

$$A_s f_y = 0,85f'_c \beta_1 cb + A'_s \left[ 600 \left( \frac{c - d'}{c} \right) - 0,85f'_c \right]$$

Apabila diatur kembali, maka persamaan di atas dapat dituliskan dalam bentuk:

$$(0,85f'_c \beta_1 b)c^2 + [(600A'_s) - (0,85f'_c A'_s) - A_s f_y]c - 600A'_s d' = 0 \dots\dots\dots (45)$$

Persamaan di atas identik dengan persamaan berikut:

$$K_1 c^2 + K_2 c + K_3 = 0 \dots\dots\dots (46)$$

Dengan

$$K_1 = 0,85f'_c \beta_1 b$$

$$K_2 = A'_s(600 - 0,85f'_c) - A_s f_y$$

$$K_3 = -600A'_s d'$$

Nilai  $c$  dalam Persamaan 46 dapat dihitung dengan rumus ABC sederhana, yaitu:

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1} \dots\dots\dots (47)$$

Dengan diketahuinya  $c$ ,  $f'_s$ ,  $a$ ,  $C_c$  dan  $C_s$ , dapat dihitung, dengan demikian pula dengan kuat momen rencana penampang:

$$\phi M_n = \phi \left[ C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \dots\dots\dots (48)$$

Bila tulangan tekan belum luluh,  $f'_s < f_y$ , maka luas total tulangan tarik yang dibutuhkan untuk suatu penampang persegi adalah:

$$Maks A_s = \rho_{maks} bd + A'_s \frac{f'_s}{f_y} = bd \left( \rho_{maks} + \frac{\rho f'_s}{f_y} \right) \dots\dots\dots (49)$$

Atau jika dinyatakan dalam rasio tulangan, maka Persamaan 49 dapat dibagi dengan  $bd$ :

$$\text{Maks } \rho = \text{Maks } A_s/bd \leq \rho_{maks} + \frac{\rho f'_s}{f_y}$$

$$\text{Atau} \quad \left( \rho - \rho' \frac{\rho f'_s}{f_y} \right) < \rho_{maks} \dots\dots\dots (50)$$

dengan  $\rho_{maks}$  adalah rasio tulangan maksimum untuk penampang yang bertulangan tunggal (Persamaan 19).

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7.3, untuk  $f'_c$  antara 17 dan 28 MPa,  $\beta_1$  harus diambil sebesar 0,85. Untuk  $f'_c$  diatas 28 MPa,  $\beta_1$  harus direduksi sebesar 0,05 untuk setiap kelebihan kekuatan sebesar 7 MPa di atas 28 MPa, tetapi  $\beta_1$  tidak boleh diambil kurang dari 0,65.

#### Langkah-Langkah Perencanaan:

$$k = \frac{Mu}{\phi bd}$$

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{k}{f'_c}}$$

#### Pemeriksaan Rasio Tulangan Tarik

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{maks} = 0,625 \rho_b \text{ (untuk } f_y = 400 \text{ MPa)}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

#### Pemeriksaan rasio tulangan

$$\rho_{min} > \rho < \rho_{max} \quad (\text{Keruntuhan Seimbang})$$

$$\rho > \rho_{min} \quad (\text{Keruntuhan Tarik})$$

$$\rho < \rho_{max} \quad (\text{Keruntuhan Tekan})$$

#### Luas tulangan pokok

$$A_s = \rho b d_{rencana}$$



**Pemeriksaan b pakai**

$b_{\text{pakai}} = 2 \times \text{selimut beton} + 2 \times \phi_{\text{sengkang}} + n \phi_{\text{tulangan}} + (n - 1) \times \text{jarak tulangan}$

Jika  $b_{\text{pakai}} < b_{\text{rencana}}$  maka digunakan tulangan satu lapis

Jika  $b_{\text{pakai}} > b_{\text{rencana}}$  maka digunakan tulangan dua lapis

**Pemeriksaan d pakai**

$d_{\text{pakai}} = h - \text{selimut beton} - \phi_{\text{sengkang}} - \frac{1}{2} \phi_{\text{tulangan pokok}}$

$d_{\text{pakai}} > d_{\text{rencana}}$  (OK)

**Pemeriksaan Tulangan Penampang**

$$a = \frac{As f_y}{0,85 f_c' b}$$

**Momen Nominal Penampang**

$$M_n = As f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

**Momen Tahanan Penampang**

$$M_R = \theta M_n$$

**Kontrol**

$$M_R > M_u \text{ (OK)}$$

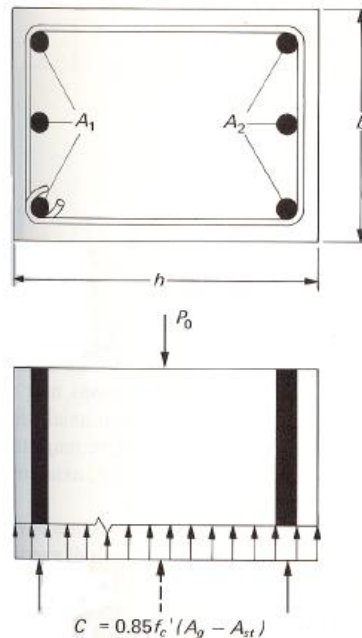
**2.2.3 Kolom Beton Bertulang**

Kolom adalah komponen struktur vertikal yang berfungsi untuk memikul beban aksial tekan (dengan atau tanpa adanya momen lentur). Kolom harus dirancang untuk menahan gaya aksial serta kondisi pembebanan yang menghasilkan momen maksimum dari beban terfaktor pada semua lantai atau atap. Dalam menghitung momen beban gravitasi pada kolom diizinkan untuk mengasumsikan ujung jauh kolom yang dibangun menyatu dengan struktur sebagai terjepit.

**2.2.3.1 Kolom Pendek Eksentrisitas Kecil**

Menurut Nawy (1990), apabila kolom runtuh dengan kegagalan materialnya, yaitu lelehnya tulangan baja dan hancurnya beton, maka kolom digolongkan

sebagai kolom pendek. Apabila kolom beton bertulang pendek hanya dibebani gaya aksial secara konsentrik, maka kolom akan memberikan reaksi/ perlawanan (kolom mempunyai kekuatan) dalam 2 komponen, yaitu:



**Gambar 2.12** Gaya aksial konsentrik pada kolom

a) Sumbangan beton :  $C_c = 0,85f'_c(A_g - A_{st})$  ..... (51)

Dimana :  $A_g$  = luas penampang kolom total (termasuk luas penampang tulangan)

$A_{st}$  = luas total penampang tulangan

Penggunaan nilai 0,85 pada kekuatan kolom dar sumbangan beton didasari atas adanya perbedaan kuat tekan beton pada elemen struktur actual terhadap kuat tekan beton silinder  $f'_c$ .

b) Sumbangan baja :  $T_s = f_y \cdot A_{st}$  ..... (52)

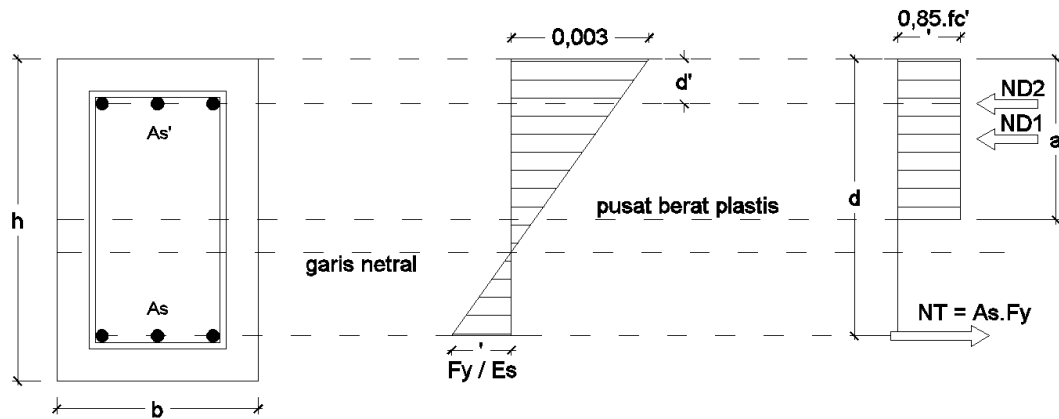
Sehingga kekuatan nominal total kolom pendek yang dibebani secara aksial adalah :

$$P_n = P_o = C_c + T_s = 0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \text{ ..... (53)}$$

Pada kondisi di lapangan cukup sulit dipastikan bahwa gaya aksial yang bekerja pada kolom dalam keadaan konsentrik, sehingga pada perencanaan perlu diperhitungkan eksentrisitas minimum.

Eksentrisitas minimum tersebut harus diambil minimal:

- 0,1 lebar kolom untuk kolom dengan tulangan pengikat sengkang
- 0,05 lebar kolom untuk kolom dengan tulangan pengikat spiral



**Gambar 2.13** Keadaan seimbang diagram tegangan regangan kolom persegi

Perhitungan eksentrisitas minimum dapat dihindari (boleh tidak dilakukan) bila kekuatan penampang  $P_o$  direduksi sebesar 15% untuk kolom dengan pengikat spiral dan 20% untuk kolom dengan pengikat sengkang. Sehingga kekuatan nominal penampang kolom setelah direduksi untukantisipasi eksentrisitas minimum menjadi (SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.1 dan Pasal 10.3.6.2) :

Kuat aksial sengkang persegi:

$$\phi P_n = \phi(0,80)[0,85f'_c A_g + A_{st}(f_y - 0,85f'_c)] \quad (54)$$

Kuat aksial sengkang spiral:

$$\phi P_n = \phi(0,85)[0,85f'_c A_g + A_{st}(f_y - 0,85f'_c)] \quad (55)$$

Dengan:

$\phi = 0,65$  untuk sengkang persegi

$\phi = 0,75$  untuk sengkang spiral

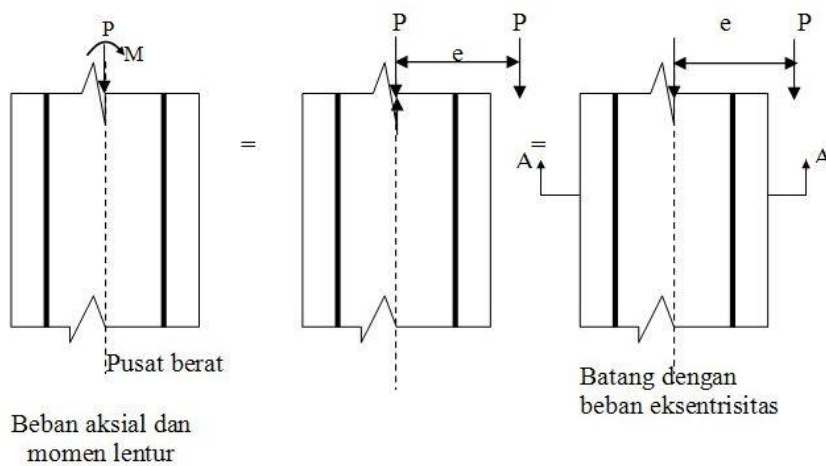
$A_g$  = luas total penampang kolom

$A_{st}$  = tulangan baja

Pada kondisi di lapangan dapat digunakan rasio tulangan memanjang,  $\rho_g$ , sebesar 1% hingga maksimum 8% terhadap luas penampang kolom beton.

### 2.2.3.2 Kolom Pendek Eksentrisitas Besar

Pada saat kolom diberi beban tekan eksentris dengan eksentrisitas yang besar, maka akan terjadi keruntuhan tarik. Keruntuhan tarik pada kolom diakibatkan oleh luluhnya tulangan baja dan hancurnya beton pada saat regangan tulangan baja melampaui  $\varepsilon_y = f_y/E_s$ . Dalam kasus ini kuat tekan nominal penampang,  $P_n$  akan lebih kecil dari  $P_b$ , atau eksentrisitas,  $e = M_n/P_n$  lebih besar dari eksentrisitas pada kondisi seimbang,  $e_b$ .



**Gambar 2.14** Ilustrasi kolom bereksentrisitas

Kesetimbangan gaya-gaya,  $\sum H = 0$ , pada penampang kolom pendek dengan beban aksial eksentrisitas besar adalah sebagai berikut:

$$P_n = N_{D1} + N_{D2} - N_T \dots\dots\dots (56)$$

$$P_n = 0,85f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s \dots\dots\dots (57)$$

Apabila tulangan tekan dan tarik eksentris,  $A_s = A'_s$ , maka:

$$P_n = 0,85f'_c ab \dots\dots\dots (58)$$

Nilai kesetimbangan momen terhadap titik berat geometris dimana jarak  $e$  ditentukan, menghasilkan persamaan berikut:

$$M_n = P_n e \dots\dots\dots (59)$$

$$P_n e = 0,85f'_c ab \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y \left( \frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left( d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots (60)$$

$$P_n e = 0,85f'_c ab \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (d - d') \dots\dots\dots (61)$$

Dengan melakukan substitusi nilai  $P_n$  didapatkan persamaan :

$$P_n e = P_n \left( \frac{h}{2} - \frac{P_n}{1,70 f'_{cb}} \right) A_s f_y (d - d') \dots \dots \dots (62)$$

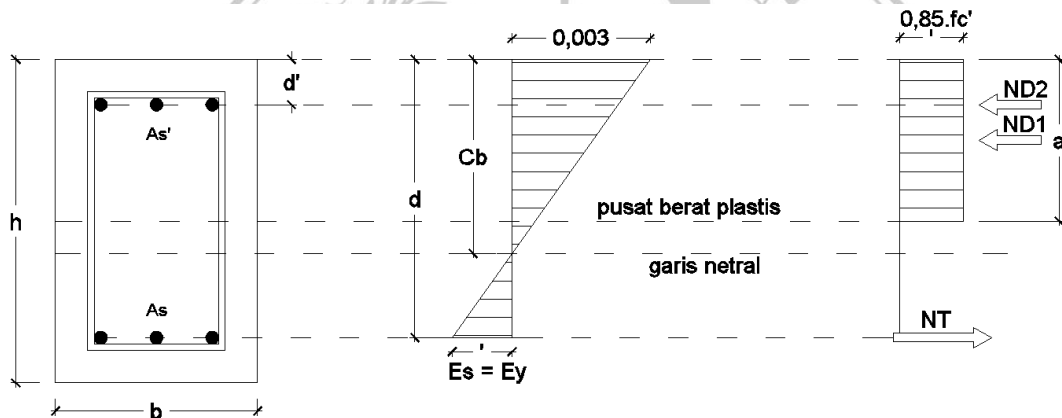
$$\frac{(P_n)^2}{1,70 f'_{cb}} - P_n \left( \frac{h}{2} - e \right) - A_s f_y (d - d') = 0 \dots \dots \dots (63)$$

Dari persamaan (62) dan (63) didapat persamaan untuk  $P_n$  sebagai berikut:

$$P_n = 0,85 f'_c b \left[ \left( \frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left( \frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 A_s f_y (d - d')}{0,85 f'_c b}} \right] \dots \dots \dots (64)$$

Jika nilai  $m = \frac{f_y}{0,85 f'_c b}$  dan  $\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd}$ , maka nilai  $P_n$  dapat disusun ulang, dan diperoleh nilai berikut:

$$P_n = 0,85 f'_c b d \left[ \left( \frac{h-2e}{2d} \right) + \sqrt{\left( \frac{h-2e}{2d} \right)^2 + 2mp \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots \dots \dots (65)$$



**Gambar 2.15** Regangan kolom eksentrisitas besar

Proses perhitungan akan lebih mudah jika keseimbangan momen diperhitungkan terhadap titik berat tulangan tarik. Maka eksentrisitas diperhitungkan sebagai berikut:

$$e' = \left[ e + \left( d - \frac{h}{2} \right) \right] \dots \dots \dots (66)$$

$$\frac{h-2e}{2d} = 1 - \frac{e'}{d} \dots \dots \dots (67)$$

$$P_n = 0,85 f'_c b d \left[ \left( 1 - \frac{e'}{d} \right) + \sqrt{\left( 1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2mp \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots \dots \dots (68)$$

### 2.2.3.3 Asumsi Desain dan Faktor Reduksi Kekuatan

Dalam perencanaan elemen kolom, ada beberapa asumsi desain yang disyaratkan dalam SNI 2847:2013 Pasal 10.2, diantaranya adalah:

- (a) Regangan pada beton dan baja dianggap proporsional terhadap jarak ke sumbu netral.
- (b) Kesetimbangan gaya dan kompatibilitas regangan harus dipenuhi.
- (c) Regangan tekan maksimum pada beton dibatasi sebesar 0,003.
- (d) Kekuatan beton di daerah tarik dapat diabaikan.
- (e) Tegangan pada tulangan baja adalah  $f_s = \varepsilon E_s < f_y$
- (f) Blok tegangan beton dianggap berbentuk persegi sebesar  $0,85 \cdot f'_c$  yang terdistribusi merata dari serat tekan terluar hingga setinggi  $a = \beta_1 c$ , dengan  $c$  adalah jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral penampang. Nilai  $\beta_1$  adalah 0,85, jika  $f'_c < 30 \text{ MPa}$ . Nilai  $\beta_1$  akan berkurang 0,05 setiap kenaikan 7 MPa, namun tidak boleh diambil kurang dari 0,65.

Faktor reduksi kekuatan,  $\phi$ , dapat bervariasi tergantung beberapa kondisi:

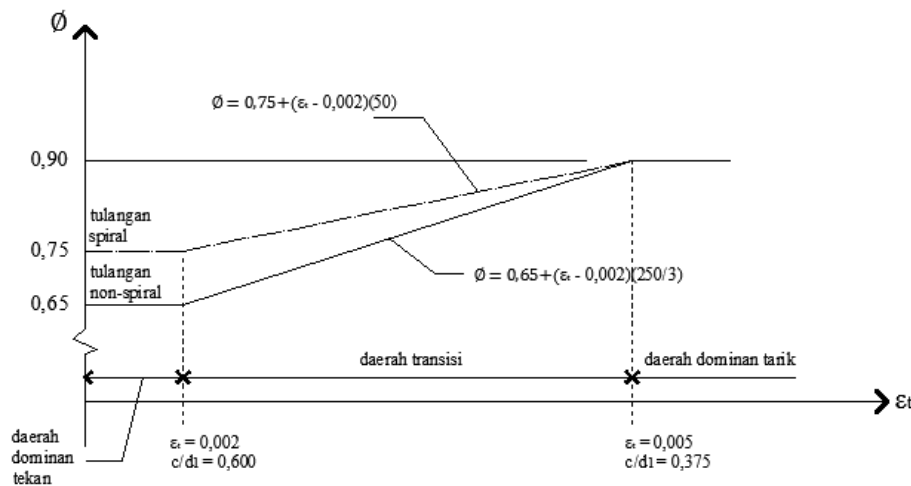
- Apabila  $P_u = \phi P_n \geq 0,1 f'_c A_g$ , maka  $\phi = 0,65$  untuk kolom dengan sengkang persegi, dan  $\phi = 0,75$  untuk kolom dengan sengkang spiral. Kondisi ini terjadi apabila keruntuhan yang direncanakan adalah keruntuhan tekan.
- Penampang dengan regangan tarik tulangan baja terluar,  $\varepsilon_t$ , berada antara 0,002 dan 0,005 (daerah transisi). Nilai  $\phi$  akan bervariasi antara 0,90 dan (0,65 atau 0,75).

$$\phi = 0,75 + (\varepsilon_t - 0,002)(50) \quad (\text{untuk tulangan spiral})$$

$$\phi = 0,65 + (\varepsilon_t - 0,002) \left( \frac{250}{3} \right) \quad (\text{untuk tulangan non-spiral})$$

Sebagai alternatif, nilai  $\phi$  pada daerah transisi dapat ditentukan sebagai rasio  $c/d_1$  untuk  $f_y = 400 \text{ MPa}$  sebagai berikut:

$$\phi = 0,75 + 0,15 \left[ \frac{1}{c/d_1} - \frac{5}{3} \right] \quad (\text{untuk tulangan spiral})$$



➤ **Gambar 2.16** Variasi nilai  $\Phi$  terhadap nilai regangan tarik tulangan baja

$$\Phi = 0,65 + 0,25 \left[ \frac{1}{c/d_1} - \frac{5}{3} \right] \quad (\text{untuk tulangan non-spiral})$$

Dengan:

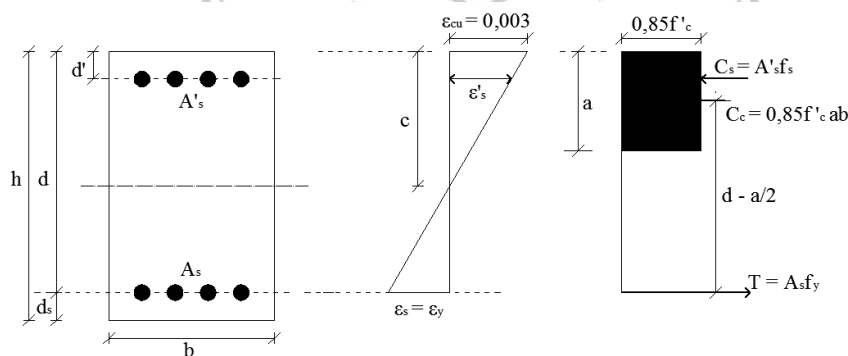
$c$  = tinggi sumbu netral pada kuat nominal

$d_1$  = jarak dari serat tekan beton terluar ke tulangan tarik terluar

- Jika  $P_u = 0$  atau kasus lentur murni, maka  $\Phi = 0,90$  untuk penampang terkendali tarik, dan bervariasi antara 0,90 dan (0,65 atau 0,75) untuk penampang pada daerah transisi.

#### 2.2.3.4 Jenis-Jenis Keruntuhan pada Kolom

##### 2.2.3.4.1 Kolom dengan Keruntuhan Seimbang



**Gambar 2.17** Diagram regangan dan tegangan kolom dengan keruntuhan seimbang

Pada saat bersamaan Tulangan baja tarik mengalami regangan leleh ( $\epsilon_s = \epsilon_y$ ) dan beton mengalami regangan batasnya  $\epsilon_{cu} = 0,003$ . ( $P_n = P_{nb}$ )

Garis netral pada kondisi seimbang:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E_s} \quad (69)$$

Atau jika nilai E, diambil sebesar 200.000 MPa, maka:

$$c_b = \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) d \quad (70)$$

$$a_b = \beta_1 c_b = \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \beta_1 \cdot d \quad (71)$$

Tegangan pada tulangan tekan:

$$f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s = 600 \left( \frac{c - d'}{c} \right) \leq f_y \quad (72)$$

Kapasitas Penampang:

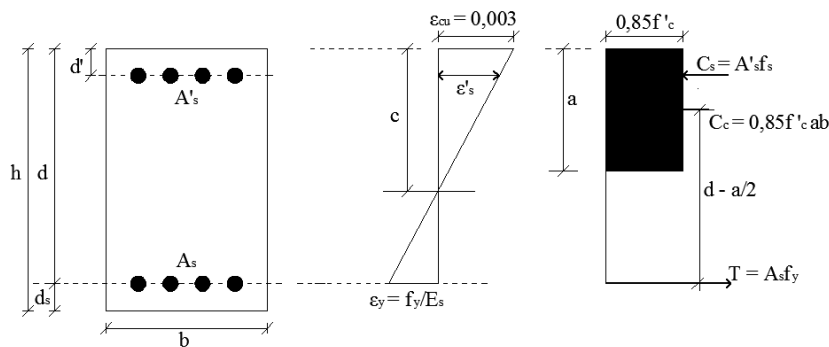
$$P_n = 0,85 f'_c a_b \cdot b + A'_s f'_s - A_s f_y \quad (73)$$

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot e_b = 0,85 \cdot f'_c a_b \cdot b \left( y - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_s (y - d) - A_s f_y (d - y) \quad (74)$$

Eksentrisitas pada kondisi seimbang:

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \quad (75)$$

#### 2.2.3.4.2 Kolom dengan Keruntuhan Tarik



**Gambar 2.18** Diagram regangan dan tegangan kolom dengan keruntuhan seimbang

Lelehnya tulangan tarik baja dan hancurnya beton pada saat tulangan baja melampaui  $\epsilon_y = f_y/E_s$ . Eksentrisitas yang terjadi adalah :  $e > e_b$  atau  $(P_n < P_{nb})$ .

Apabila Tegangan pada tulangan tekan,  $A'_s$  belum leleh:



$$f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s = 600 \left( \frac{c - d'}{c} \right) \leq f_y$$

Apabila baja pada tulangan tekan sudah leleh  $A'_s = A_s$  :

$$P_n = 0,85 f'_c a \cdot b + (A'_s f'_y - A_s f_y)$$

$$P_n = 0,85 f'_c a \cdot b$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c a \cdot b \left( y - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y (y - d') - A_s f_y (d - y)$$

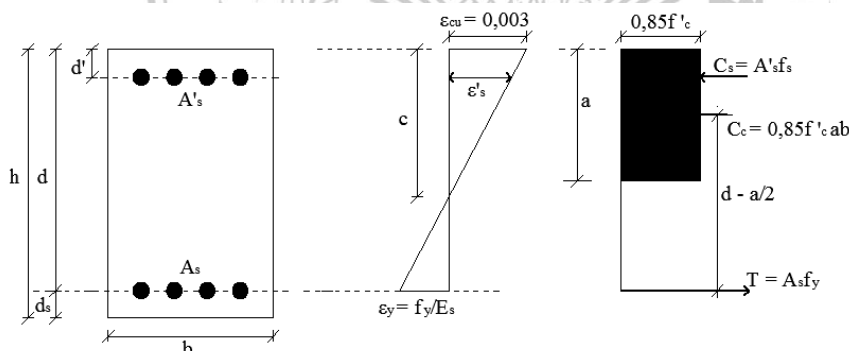
$$M_n = 0,85 \cdot f'_c a \cdot b \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (d - d') \dots \dots \dots (76)$$

Jika:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}, m = \frac{f_y}{0,85 f'_c}$$

$$P_n = 0,85 f'_c b d \left[ \frac{h - 2e}{2d} + \sqrt{\left( \frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2m\rho \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots \dots \dots (77)$$

#### 2.2.3.4.3 Kolom dengan Keruntuhan Tekan



**Gambar 2.19** Diagram regangan dan tegangan kolom dengan keruntuhan seimbang

Beton akan mengalami hancur sedangkan tulangan tarik baja belum leleh. Eksentrisitas yang terjadi adalah :  $e < e_b$  atau  $(P_n > P_{nb})$ .

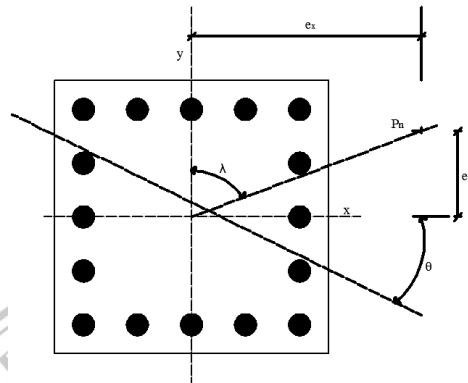
Langkah-langkah rumus hamper sama dengan keruntuhan seimbang maupun keruntuhan tarik, hanya saja yang membedakan dari rumus kapasitas penampangnya.

Persamaan Whitney:

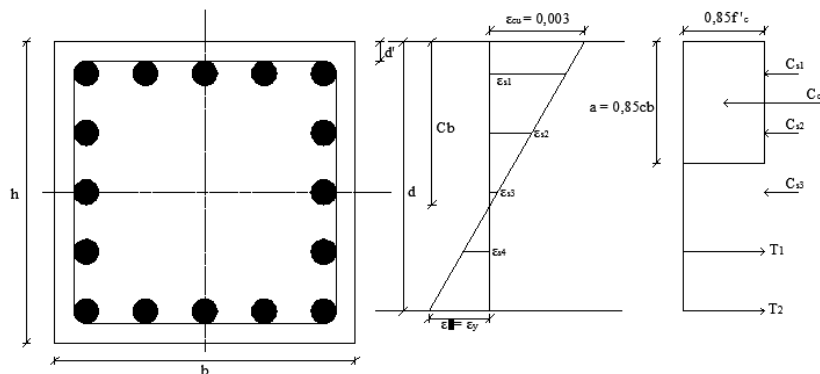
$$P_n = \frac{A_s f_y}{\left[ \frac{e}{(d - d')} \right] + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f'_c}{\left( \frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} \right) + 1,18} \dots \dots \dots (78)$$

### 2.2.3.5 Kolom Tulangan Samping dengan Lentur Dua Arah (*Biaxial Bending*)

Kolom dengan lentur dua arah dapat terjadi apabila  $P_n$  bekerja pada sumbu y dengan eksentrisitas sebesar  $e_y$  akan menghasilkan momen terhadap sumbu x yang besarnya  $M_{nx} = P_n e_y$ , Atau  $P_n$  dapat juga bekerja pada sumbu x dengan eksentrisitas sebesar  $e_x$  akan menghasilkan  $M_{ny} = P_n e_x$ .



➤ **Gambar 2.20** Gambar Kolom Lentur Dua Arah



➤ **Gambar 2.21** Gambar Diagram dan Regangan Kolom dengan Tulangan Samping  
(Keruntuhan Seimbang)

**Langkah- Langkah Perhitungan Kolom Biaksial :**

$$e = \frac{Mu}{Pu}$$

$$Ec = 4700 \times \sqrt{f'c}$$

$$Ik = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$Ib = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$r = 0,3 \times h$$

$$\frac{EI_k}{LK}$$

$$\frac{EI_b}{LB}$$

$$\psi_A = 0$$

$$\psi_B = \frac{\sum \frac{EI_k}{LK}}{\sum \frac{EI_b}{LB}}$$

$$\frac{k Lu}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

Perhitungan Kolom Pendek Equivalen

$$a = \frac{Asfy}{0,85fc'b}$$

$$Mn = Asfy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_R = \theta Mn$$

$$M_R > M_u \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan Pu terhadap beban pada keadaan seimbang Ø Pnb

$$Cb = \frac{600}{600 + fy} d$$

$$ab = \beta_1 \cdot Cb$$

$$Fs' = \frac{600 (cb - d')}{cb}$$

$$\theta Pnb = 0,65 ( 0,85 \cdot fc \cdot ab \cdot b + As' \cdot fs' - As \cdot fy )$$

Pemeriksaan kekuatan penampang

$$\rho = \frac{As}{bd}$$

$$m = \frac{fy}{0,85fc'}$$

$$Pn = 0,85fc'bd \left[ \frac{h - 2e}{2d} + \sqrt{\left( \frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2m\rho \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] 10^{-3}$$

$$\theta Pn = 0,65 \times Pn$$

$$\theta Pn > Pu \text{ (OK)}$$

### 2.2.3.6 Batasan Rasio Kelangsingan ( $kl_u/r$ )

Batasan antara kolom pendek dan kolom panjang sangat ditentukan oleh rasio kelangsingannya. Batasan tersebut diberikan dalam SNI 2847:2013 Pasal 10.10.1 menyatakan bahwa kelangsingan boleh diabaikan dalam kasus berikut:

- Untuk komponen struktur tekan yang tidak dibresing terhadap goyangan menyamping (Elemen struktur tekan bergoyang).

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad \dots\dots\dots (79)$$

- Untuk komponen struktur tekan yang dibresing terhadap goyangan menyamping (Elemen struktur teka tak bergoyang).

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left[ \frac{M_1}{M_2} \right] \leq 40 \quad \dots\dots\dots (80)$$

Dimana:

K = Faktor panjang efektif kolom

Lu = Panjang kolom yang ditopang

R = Jari-jari potongan lintang kolom =  $\sqrt{\frac{I}{A}}$

Dimana  $M_1$  dan  $M_2$  adalah momen ujung terfaktor pada kolom, dengan  $M_2 > M_1$ . Rasio  $\frac{M_1}{M_2}$  bernilai positif apabila terjadi kelengkungan tunggal, dan bernilai negatif apabila terjadi kelengkungan ganda.

### 2.2.3.7 Panjang Efektif Kolom

Panjang efektif kolom merupakan fungsi dari dua buah faktor utama, yaitu :

- Panjang tak terkekang,  $l_u$ , merupakan tinggi tak terkekang kolom antara dua lantai tingkst. Nilai ini diukur dari jarak bersih antar pelat lantai, balok, ataupun elemen struktur lain yang memberikan kekangan lateral pada kolom.
- Faktor panjang efektif,  $k$ , adalah rasio antara jarak dua titik dengan momen nol terhadap panjang tak terkekang dari elemen kolom tersebut. Kolom dengan tumpuan kedua ujung berupa sendi, dengan panjang tak terkekang sebesar  $l_u$ , dan jarak antara dua titik yang memiliki momen sama dengan nol adalah  $l_u$ , memiliki faktor panjang efektif,  $k = l_u / l_u = 1,0$ . Jika kedua

tumpuan ujung adalah jepit, momen nol terjadi pada jarak  $lu/4$  dari kedua tumpuan, sehingga  $k = 0,5 lu/lu = 0,5$ . Nilai  $k$  dapat ditentukan pula dengan menggunakan nomogram dengan terlebih dahulu menghitung faktor tahanan ujung  $\Psi_A$  dan  $\Psi_B$  pada sisi atas dan bawah dari kolom.

$$\Psi = \frac{\sum EI/I_c \text{ kolom}}{\sum EI/I_c \text{ balok}} \dots\dots\dots (81)$$

Dalam perhitungan nilai  $\Psi$  tersebut, dibutuhkan besaran jari-jari girasi penampang yang nilainya sangat ditentukan oleh modulus elastisitas dan momen inersia penampang. Untuk modulus elastisitas beton bertulang dapat diambil menggunakan persamaan empiris :

$$E_c = 0,043 \cdot w^{1,5} \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (82)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (83)$$

Nilai momen inersia penampang dapat direduksi seperti dicantumkan dalam peraturan SNI 2847:2013 Pasal 10.10.4.1, sebagai berikut :

Elemen struktur tekan :

Kolom  $I = 0,70I_g$

Dinding Geser (tidak retak)  $I = 0,70I_g$

Dinding Geser (retak)  $I = 0,35I_g$

Elemen struktur lentur :

Balok  $I = 0,35I_g$

Pelat datar dan slab datar  $I = 0,25I_g$

Dengan  $I_g$  adalah momen inersia bruto dari penampang. Cara alternative, momen inersia untuk elemen struktur tekan dan lentur dapat dihitung dengan persamaan berikut :

Untuk elemen struktur tekan :

$$I = \left(0,80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0,5 \frac{P_u}{P_o}\right) I_g \leq 0,875I_g \dots\dots\dots (84)$$

Dengan  $P_u$  dan  $M_u$  diperoleh dari kombinasi beban yang ditinjau, atau dari kombinasi  $P_u$  dan  $M_u$  yang menghasilkan nilai terkecil untuk  $I$ . Nilai  $I$  sendiri tidak perlu diambil lebih kecil dari  $0,35I_g$ .

Untuk elemen struktur lentur:

$$I = (0,10 + 25\rho) \left( 1,2 - 0,2 \frac{b_w}{d} \right) I_g \leq 0,5I_g \dots\dots\dots (85)$$

## 2.3 Pembebanan Struktur

### 2.3.1 Beban Mati (DL)

Beban mati (*dead load*) adalah beban gravitasi yang berasal dari berat semua komponen gedung/bangunan yang bersifat permanen selama masa layan struktur tersebut. Untuk mendesain sebuah struktur harus memperkirakan berat atau beban mati dari berbagai bagian struktur yang akan digunakan dalam analisis. Unsur tambahan pada beban mati meliputi sistem perpipaan, jaringan listrik, penutup lantai, serta plafon. Perkiraan berat struktur harus relevan dan dapat diperoleh dari tabel dan rumus yang terdapat di dalam referensi buku dan Standar Nasional Indonesia (SNI).

**Tabel 2.2** Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Gedung

Bahan Bangunan	Berat
Baja	7850 kg/m <sup>3</sup>
Beton	2200 kg/m <sup>3</sup>
Beton Bertulang	2400 kg/m <sup>3</sup>
Kayu (kelas I)	1000 kg/m <sup>3</sup>
Pasir (kering udara)	1600 kg/m <sup>3</sup>
Komponen Gedung	Berat
Spesi dari semen, per cm tebal	21 kg/m <sup>2</sup>
Dinding bata merah ½ batu	57,5 kg/m <sup>2</sup>
Penutup atap genting	50 kg/m <sup>2</sup>
Penutup lantai ubin per cm tebal	24 kg/m <sup>2</sup>

### 2.3.2 Beban Hidup (LL)

Beban Hidup (*live load*) adalah beban gravitasi yang timbul akibat penggunaan suatu gedung selama masa layan gedung tersebut. Beban hidup meliputi beban orang, barang-barang gudang, beban konstruksi, beban peralatan yang sedang bekerja, dan sebagainya. Secara umum beban hidup memiliki karakteristik bekerja dengan arah vertikal ke bawah (gravitasi) dan juga dapat bekerja kearah horizontal.

**Tabel 2.3** Beban Hidup pada Lantai Gedung Apartemen Atau Hotel

Hunian atau penggunaan	Merata Psf(KN/m <sup>2</sup> )	Terpusat Lb (KN)
Apaertemen (lihat rumah tinggal)		
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)		
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	10 (0,48)	-
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	20 (0,96)	-
Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	30 (1,44)	-
Semua ruang kecuali tangga dan balkon	40 (1,92)	-
Semua hunian rumah tinggal lainnya		
Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	40 (1,92)	-
Ruang publik <sup>a</sup> dan koridor yang melayani mereka	100 (4,79)	-
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,79)	-
Lobi	100 (4,79)	-
Kursi dapat dipindahkan)	100 (4,79)	-
Panggung pertemuan	100 (4,79)	-
Lantai podium	150 (7,18)	-
Ruang makan dan restoran	100 (4,79)	-
Tangga dan jalan keluar	100 (4,79)	300
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saj	40 (1,92)	300

### 2.3.3 Beban Angin (W)

Beban angin adalah beba yang timbul sebagai akibat adanya tekanan dari gerakan angin. Beban angin sangat ditentukan oleh lokasi dan ketinggian dari struktur bangunan. Intensitas tekanan tiup yang direncanakan dapat diambil minimum sebesar  $25 \text{ kg/m}^2$ , kecuali untuk kondisi berikut:

- Tekanan tiup di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum  $40 \text{ kg/m}^2$ .
- Untuk bangunan di daerah lain yang kemungkinan tekanan tiupnya lebih dari  $40 \text{ kg/m}^2$ , harus diambil sebesar  $p = v^2/16 \text{ (kg/m}^2\text{)}$ , dengan  $v$  adalah kecepatan angina dalam m/s.
- Untuk cerobong, tekanan tiup dalam  $\text{kg/m}^2$  harus ditentukan dengan rumus  $(42,5 + 0,6h)$ , dengan  $h$  adalah tinggi cerobong seluruhnya dalam meter.

Nilai tekanan tiup yang diperoleh masih harus dikalikan dengan suatu koefisien angin, guna mendapatkan gaya resultan yang bekerja pada struktur.

### 2.3.4 Beban Gempa (E)

Beban Gempa adalah beban dalam arah horizontal yang bekerja pada suatu struktur akibat dari pergerakan tanah yang disebabkan karena adanya gempa bumi (gempa tektonik atau vulkanik) yang mempengaruhi struktur tersebut.

Peraturan perencanaan beban gempa pada gedung-gedung di Indonesia yang berlaku saat ini diatur dalam SNI 1726:2012. Pada peraturan ini dijelaskan tentang faktor-faktor yang berhubungan dengan perhitungan untuk analisis beban gempa sebagai berikut :

#### a) Geografis

Perencanaan beban gempa pada sebuah gedung tergantung dari lokasi gedung tersebut dibangun. Hal ini disebabkan karena wilayah yang berbeda memiliki percepatan batuan dasar yang berbeda pula.

#### b) Faktor Keutamaan Gempa

Faktor ini ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan gedung. Gedung dengan kategori resiko I dan II memiliki faktor keutamaan gedung 1, untuk



kategori resiko III memiliki faktor 1.25, dan kategori resiko IV memiliki faktor 1.5, dapat dilihat pada Tabel 2.5.

c) Kategori Desain Seismik

Pembagian kategori desain seismik dari rendah ke tinggi yaitu A, B, C, D, E, F. Penentuan kategori ini dapat dilihat pada Tabel 2.9.

d) Sistem Penahan Gaya Seismik

Struktur dengan sistem penahan gaya seismik memiliki faktor reduksi gempa atau koefisien modifikasi respon ( $R$ ), faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ), dan faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) yang berbeda-beda sesuai dengan Tabel 2.10.

### 2.3.5 Beban Kombinasi

Struktur serta komponen-elemen struktur harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban terfaktor dengan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1726:2012 sebagai berikut :

- (a)  $1,4 D$
- (b)  $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
- (c)  $1,2 D + 1,6 L (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
- (d)  $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
- (e)  $1,2 D + 1,0 E + L$
- (f)  $0,9 D + 1,0 W$
- (g)  $0,9 D + 1,0 E$

Catatan tambahan untuk kombinasi beban:

- Nilai faktor  $L$  pada (c), (d), (e) dapat direduksi menjadi  $0,5L$ , jika nilai  $L$  tidak lebih besar daripada  $4,8 \text{ kg/m}^2$  (atau  $500 \text{ kg/m}^2$ ). Di samping itu faktor tersebut tidak boleh direduksi untuk area garasi atau area tempat publik.
- Apabila beban angin,  $W$ , belum direduksi oleh faktor arah, maka faktor beban untuk beban angin pada (d) harus diganti menjadi 1,6 dan pada (c) diganti menjadi 0,8.

- Untuk struktur yang memikul beban fluida, maka unsur beban fluida tersebut dapat dimasukkan pada (a), (e), (g) dengan faktor beban yang sama dengan faktor beban untuk beban mati.
- Jika ada pengaruh tekanan tanah lateral,  $H$ , maka ada tiga kemungkinan berikut:
  - Apabila  $H$  bekerja sendiri, atau menambah efek dari beban-beban lainnya, maka  $H$  harus dimasukkan dalam kombinasi pembebanan dengan faktor beban sebesar 1,6.
  - Apabila  $H$  permanen dan bersifat melawan pengaruh dari beban-beban lain, maka  $H$  dapat dimasukkan dalam kombinasi pembebanan dengan menggunakan faktor beban sebesar 0,9.
  - Jika  $H$  bersifat tidak permanen, namun pada saat  $H$  bekerja mempunyai sifat melawan beban-beban lainnya, maka beban  $H$  boleh tidak dimasukkan dalam kombinasi pembebanan.

### 2.3.6 Analisa Beban Gempa (Statik Ekuivalen)

Pada analisa beban gempa digunakan analisa statik ekuivalen berdasarkan SNI 1726:2012. Langkah-langkah analisa sebagai berikut:

#### 2.3.6.1 Kategori Resiko Gempa

Kategori resiko gempa dikelompokkan menjadi empat kategori yang ditinjau dari jenis pemanfaatan gedung.

**Tabel 2.4** Kategori Resiko Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah took dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> </ul>	

<ul style="list-style-type: none"> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk ke dalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan bakar berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahayanya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki, penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat.</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV</p>	IV

Sumber: SNI 1726:2012

### 2.3.6.2 Faktor Keutamaan Gempa

Setelah mengetahui kategori resiko gempa dilakukan penentuan faktor keutamaan gempa yang ditabelkan sebagai berikut:

**Tabel 2.5** Faktor Keutamaan Gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

### 2.3.6.3 Kelas Situs

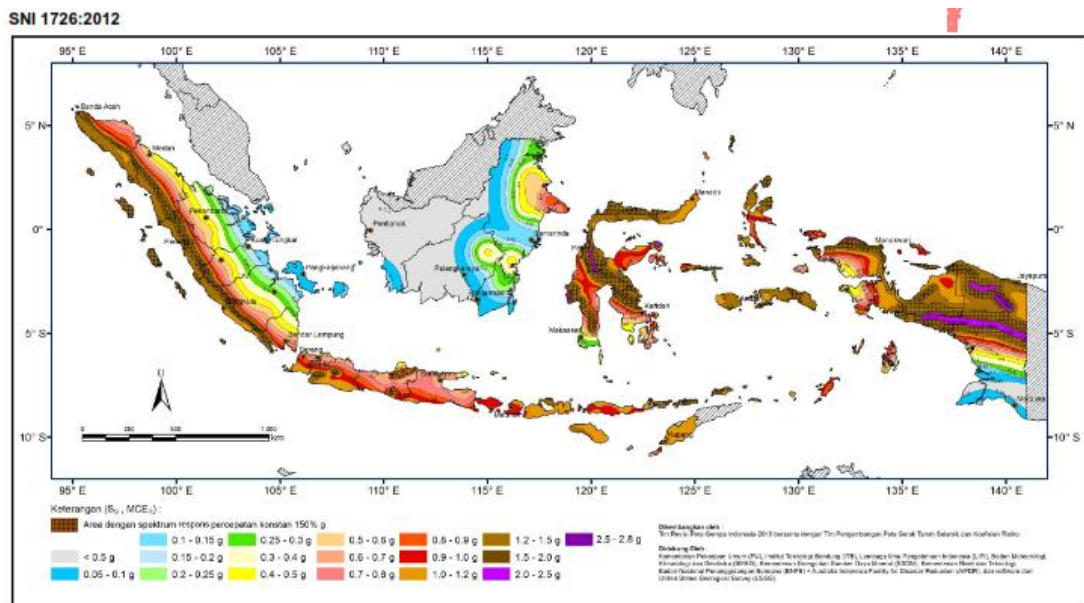
**Tabel 2.6** Definisi Kelas Situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ (m/detik)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah sedang)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: Indeks elastisitas $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralir $\bar{S}_u < 50$ kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifikasi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3m$ ) Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5m$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak atau setengah teguh dengan ketebalan $H > 35m$ dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

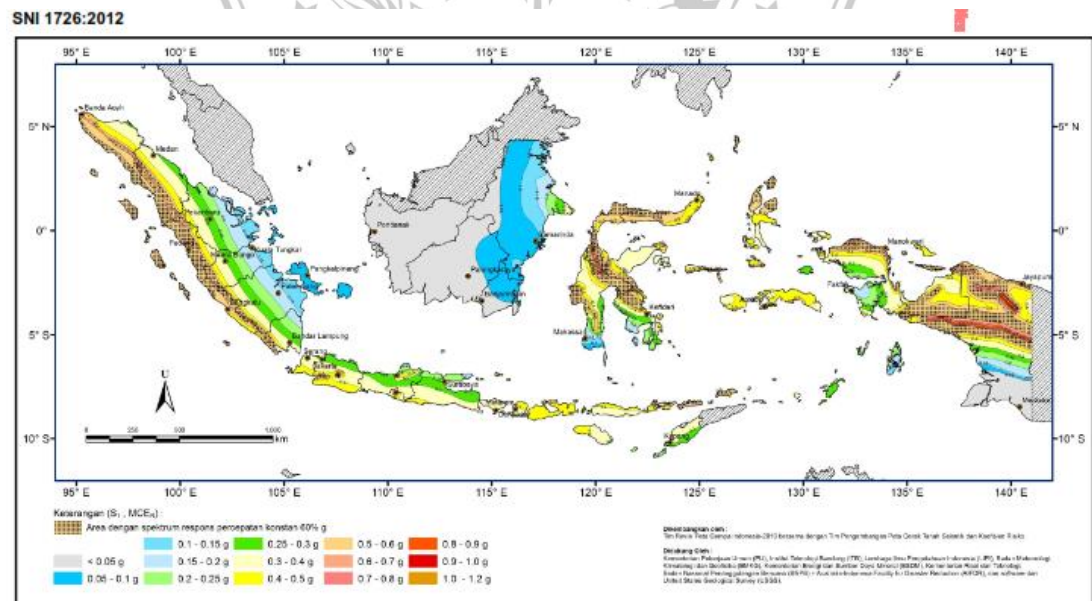
Catatan: N/A = tidak dapat dipakai

### 2.3.6.4 Parameter Respon Spektral MCE dari Peta Gempa

Setelah menentukan kelas situs dilakukan penentuan nilai parameter percepatan spektral desain.  $S_1$  untuk parameter respons percepatan spektral MCE dari peta pada periode 1 detik dan  $S_s$  untuk parameter respons percepatan spektral MCE dari peta periode pendek 0,2 detik. Peta gempa yang dipertimbangkan memiliki dua variabel yaitu  $S_1$  dan  $S_s$  seperti dibawah:



**Gambar 2.22  $S_s$ , Gempa Maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget**



**Gambar 2.23  $S_1$ , Gempa Maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget**

### 2.3.6.5 Koefisien Situs

Setelah mendapatkan nilai dari  $S_1$  dan  $S_s$  maka tahap selanjutnya adalah menentukan nilai dari koefisien situs berdasarkan table berikut:

**Tabel 2.7** Koefisien Situs ( $F_a$ )

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode (T) = 0,2 detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
<b>SA</b>	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
<b>SB</b>	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
<b>SC</b>	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
<b>SD</b>	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
<b>SE</b>	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
<b>SF</b>	$SS^b$				

**Tabel 2.8** Koefisien Situs ( $F_v$ )

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode (T) = 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
<b>SA</b>	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
<b>SB</b>	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
<b>SC</b>	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
<b>SD</b>	2,4	2	1,8	1,6	1,5
<b>SE</b>	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
<b>SF</b>	$SS^b$				

Sehingga dapat ditentukan nilai dari parameter respons percepatan spectral MCE dengan rumus sebagai berikut:

- $S_1$  untuk parameter percepatan respons spektral MCE pada periode tinggi 1 detik

$$SM_1 = S_1 \times F_v$$

- $S_s$  untuk parameter percepatan respons spektral MCE pada periode pendek 0,2 detik

$$SM_s = S_s \times F_a$$

### 2.3.6.6 Parameter Percepatan Respon Spektral

Nilai parameter percepatan respons spektral dicari untuk menentukan kategori desain seismic bangunan dan didapatkan dari rumus:

- $SD_1$  untuk parameter percepatan respons spektral pada periode 1 detik

$$SD_1 = \frac{2}{3} SM_1$$

- $SD_s$  untuk parameter percepatan respons spektral pada periode 0,2 detik

$$SD_s = \frac{2}{3} SM_s$$

### 2.3.6.7 Kategori Desain Seismik

Hotel Aston Banyuwangi merupakan bangunan gedung bertingkat tinggi dengan jumlah 7 lantai dengan tinggi bangunan = 27,5 m. Karena  $H < 40$  m maka digunakan periode  $T = 0,2$  detik. Sehingga tabel yang digunakan sebagai berikut:

**Tabel 2.9** Kategori desain seismic berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek

$SD_s$	Kategori risiko		
	I atau II atau III		IV
$SD_s < 0,167$	A		A
$0,167 \leq SD_s < 0,33$	B		C
$0,33 \leq SD_s < 0,50$	C		D
$0,50 \leq SD_s$	D		D

### 2.3.6.8 Faktor Koefisien Modifikasi Respons, Kuat Lebih Sistem, Pembesaran Defleksi

Nilai-nilai dari koefisien modifikasi respon ( $R$ ), kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ), pembesaran defleksi ( $C_d$ ) dapat ditentukan setelah mengetahui kategori desain seismic. Pada perencanaan ulang ini menggunakan system rangka pemikul momen khusus dan dinding geser (sistem ganda) maka nilai-nilainya didapatkan dari tabel berikut:

Tabel 2.10 Faktor R,  $\Omega_0$ , Cd untuk Penahan Gempa

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih system, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan system struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n (m)^c$				
				Kategori desain seismik				
				B	C	$D^d$	$E^d$	$D^d$
<b>D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan</b>								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	$2\frac{1}{2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	$2\frac{1}{2}$	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	$2\frac{1}{2}$	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	$2\frac{1}{2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	$7\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{2}$	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	$2\frac{1}{2}$	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	$5\frac{1}{2}$	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	$3\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	$2\frac{1}{2}$	$6\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB

TB = Tidak Dibatasi

TI = Tidak Diijinkan

R = Faktor Modifikasi Respon

 $C_d$  = Faktor Pembesaran Defleksi $\Omega_0$  = Harga Tabel Faktor Kuat-Lebih



Dijinkan untuk direduksi dengan mengurangi setengah untuk struktur dengan diafragma fleksibel, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 2,0 untuk segala struktur, kecuali untuk system kolom kantilever.

Dari table ini diketahui bahwa system rangka pemikul momen khusus mampu menahan gaya gempa paling sedikit 25%, sehingga dalam tugas akhir ini direncanakan untuk dinding geser menahan 60% gaya gempa dan 40% sisanya ditahan oleh system rangka pemikul momen khusus.

### 2.3.6.9 Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) menurut SNI 1726:2012 Pasal 7. 8. 2 bahwa untuk struktur dinding geser batu bata atau beton diijinkan untuk ditentukan dari persamaan berikut ini:

$$T_a = \frac{0,0062}{\sqrt{C_w}} h_n$$

Dimana:

$h_n$  = Ketinggian struktur (m)

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left( \frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]}$$

Keterangan:

$A_B$  = luas dasar struktur, dinyatakan dalam meter persegi ( $m^2$ )

$A_i$  = luas badan dinding geser “ i “, dinyatakan dalam meter persegi ( $m^2$ )

$D_i$  = panjang dinding geser “ i “, dinyatakan dalam meter (m)

$h_i$  = tinggi dinding geser “ i “, dinyatakan dalam meter (m)

$x$  = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau.

### 2.3.6.10 Koefisien Respons Seismik (Cs) dan Gaya Dasar Seismik (v)

#### ❖ Koefisien Respons Seismik (Cs)

Untuk menentukan nilai Cs ditentukan dari rumus berikut:

$$Cs \text{ Hitung} = \frac{SD_s}{\frac{R}{I_e}}$$

$$\text{Cs Maksimum} = \frac{SD_1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$\text{Cs Minimum} = 0,044 \times SD_s \times I_e \geq 0,01$$

Nilai Cs Hitung harus berada diantara Cs Minimum dan Cs Maksimum

$$\text{Cs Maksimum} < \text{Cs Hitung} < \text{Cs Maksimum}$$

Keterangan:

$SD_s$  = parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentang periode 0,2 detik

$SD_1$  = parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentang periode 1 detik

$R$  = faktor modifikasi respons

$I_e$  = faktor keutamaan gempa yang ditentukan

$T$  = periode fundamental pendekatan

#### ❖ Gaya Dasar Seismik (v)

Setelah mendapatkan nilai Cs, gaya dasar seismic dapat dicari dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \times w$$

Keterangan:

$C_s$  = koefisien respons seismic yang ditentukan

$w$  = berat bobot bangunan (KN)

#### 2.3.6.11 Distribusi Beban Gempa pada Struktur Bangunan

Setelah semua langkah-langkah di atas terpenuhi maka distribusi beban pada struktur bangunan dapat ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

Dan

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k}$$

Keterangan:

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal

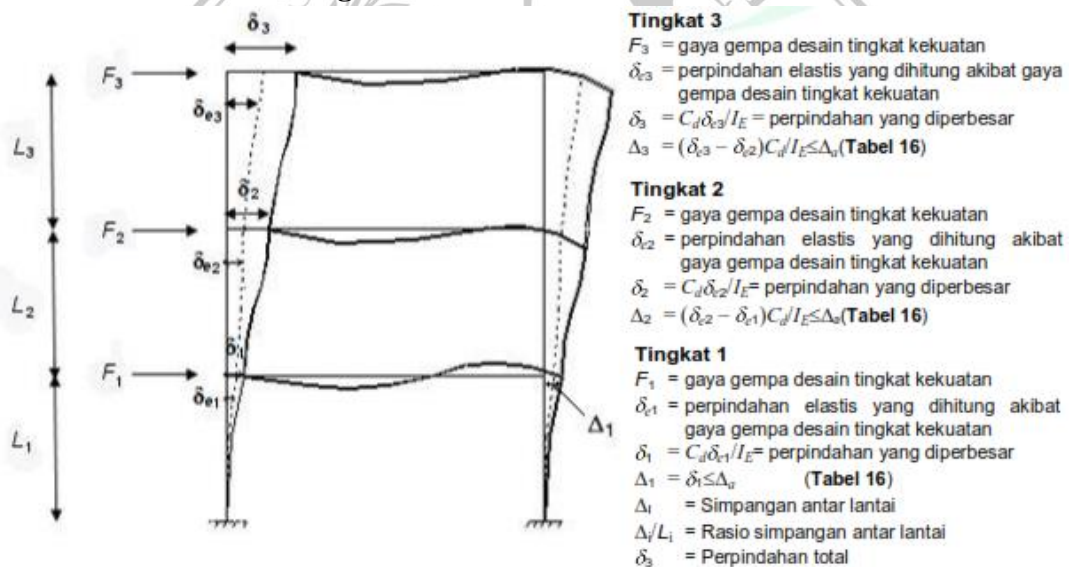
$V$  = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilonewton (KN)

$W_i$  dan  $W_x$  = bagian berat seismic efektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat  $i$  atau  $x$

$k$  = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

- $k = 1$ , untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang
- $k = 2$ , untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih
- $k = 2$  atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2, (Untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik)

#### 2.3.6.12 Stabilitas Gedung



**Gambar 2.24** Penentuan Simpangan Antar Lantai

Dalam SNI 1726:2012 dijelaskan bahwa stabilitas suatu gedung dapat diketahui dari nilai simpangan antar lantai yang nantinya akan dikontrol dengan nilai drift, dan nilai drift didapatkan dari hasil analisa menggunakan software. Dari gambar diatas dapat diketahui bahwa nilai  $\Delta$  harus lebih kecil dari  $\Delta_a$ . Nilai  $\Delta_a$  didapatkan dari tabel berikut:

**Tabel 2.11** Simpangan Antar Lantai Ijin,  $\Delta_a$ 

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Keterangan:

$h_{sx}$  = tinggi tingkat perlantai

Dalam menentukan kestabilan struktur bisa ditinjau dari rasio drift yang didapat dari hasil perhitungan drift maksimum dibagi dengan tinggi bangunan seperti persamaan berikut:

$$Drift \text{ Rasio} = \frac{Drift \text{ maks}}{hn} < 0,0025 \text{ (OK)}$$

Nilai rasio drift harus lebih kurang dari 0,0025

## 2.4 Komponen Struktur Lentur Rangka Pemikul Momen Khusus

### 2.4.1 Komponen Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus yang Dikenai Beban Lentur dan Aksial

#### 2.4.1.1 Ruang Lingkup

Komponen struktur lentur pada SRPMK harus memenuhi syarat di bawah ini : (SNI 2847:2013)

- 1) Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur (**Pu**), tidak boleh melebihi **0,1.Ag.f<sup>c</sup>**
- 2) Bentang bersih untuk komponen struktur **ln**, tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya
- 3) Lebar komponen, **bw**, tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari **0,3h** dan 250 mm

4) Lebar komponen struktur, **bw**, tidak boleh melebihi lebar komponen struktur penumpu, **c2**, ditambah suatu jarak pada masing-masing sisi komponen struktur penumpu yang sama dengan yang lebih kecil dari (a) dan (b):

- (a) Lebar komponen struktur penumpu, **c2**, dan
- (b) 0,75 kali dimensi keseluruhan komponen struktur penumpu, **c1**

#### 2.4.1.2 Tulangan Longitudinal

1) Pada sebarang penampang komponen struktur lentur:

- Jumlah tulangan tidak boleh kurang dari :

$$A_s = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

- Tidak boleh kurang dari **1,4bw/d/fy**
- Rasio tulangan **ρ** tidak boleh melebihi 0,025
- Paling sedikit dua batang tulangan harus disediakan menerus pada kedua sisi atas dan bawah.

2) Kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut. Baik kekuatan momen negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang panjang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari joint tersebut.

3) Sambungan lewatan tulangan lentur diizinkan hanya jika tulangan sengkang atau spiral disediakan sepanjang panjang sambungan. Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung lewatan tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari **d/4** dan 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan:

- (a) Dalam joint
- (b) Dalam jarak dua kali tinggi komponen struktur dari muka joint
- (c) Bila analisis menunjukkan pelelehan lentur diakibatkan oleh perpindahan lateral inelastis rangka.

### 2.4.1.3 Tulangan Transversal

- 1) Sengkang harus dipasang pada daerah komponen struktur rangka berikut:
  - Sepanjang suatu panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur yang diukur dari muka komponen struktur penumpu ke arah tengah bentang, di kedua ujung komponen struktur lentur
  - Sepanjang panjang-panjang yang sama dengan dua kali tinggi komponen struktur pada kedua sisi suatu penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi dalam hubungan dengan perpindahan lateral inelastic rangka.
- 2) Sengkang tertutup pertama harus disempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil dari (a), (b), dan (c):
  - (a)  $d/4$
  - (b) Enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama tidak termasuk tulangan kulit longitudinal yang disyaratkan
  - (c) 150 mm
- 3) Bila sengkang tertutup diperlukan, batang tulangan lentur utama yang terdekat ke muka tarik dan tekan harus mempunyai tumpuan lateral yang memenuhi syarat. Spasi batang tulangan lentur yang tertumpu secara transversal tidak boleh melebihi 350 mm. Tulangan kulit yang disyaratkan tidak perlu tertumpu secara lateral.
- 4) Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempu pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari  $d/2$  sepanjang panjang komponen struktur.
- 5) Sengkang atau pengikat yang diperlukan untuk menahan geser harus berupa sengkang sepanjang panjang komponen struktur.
- 6) Sengkang pada komponen struktur lentur diizinkan terbentuk dari dua potong tulangan: sebuah sengkang yang mempunyai kait gempu pada kedua ujungnya dan ditutup oleh pengikat silang. Pengikat silang berurutan yang mengikat batang tulangan memanjang yang sama harus mempunyai kait 90 derajatnya pada sisi komponen struktur lentur yang berlawanan. Jika batang

tulangan memanjang yang diamankan oleh pengikat silang dikekang oleh slab hanya pada satu sisi komponen struktur rangka lentur, kait pengikat silang 90 derajat harus ditempatkan pada sisi tersebut.

#### 2.4.1.4 Persyaratan Kekuatan Geser

##### 1) Gaya Desain

Gaya geser desain,  **$V_e$** , harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka joint. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin,  **$M_{pr}$** , bekerja pada muka-muka joint dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributary terfaktor sepanjang bentangnya.

##### 2) Tulangan Transversal

Tulangan transversal sepanjang panjang yang diidentifikasi harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan  **$V_c = 0$**  bilamana keduanya (a) dan (b) terjadi:

- (a) Gaya geser yang ditimbulkan gempa yang dihitung mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam panjang tersebut
- (b) Gaya tekan aksial terfaktor,  **$P_u$**  termasuk pengaruh gempa kurang dari  **$0,2A_g f'_c$**

#### 2.4.1.5 Perencanaan Balok SRPMK

Daerah pengekanan pada balok SRPMK terletak pada daerah sendi plastis, dimana daerah sendi plastis pada balok adalah sepanjang 2 (dua) kali tinggi balok. Untuk pengekanan pertama harus dipasang pada jarak 50 mm dari muka kolom terdekat dan selebihnya jarak spasi (pengekanan) tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- $d/4$
- 6 db
- 150 mm

Luas tulangan pengekangan sendiri tidak boleh kurang dari yang disyaratkan dari persamaan di bawah ini:

- $A_{sh} = 0,3 \frac{s.bc.fcr}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$
- $A_{sh} = 0,09 \frac{s.bc.fcr}{f_y}$

#### 2.4.1.6 Perencanaan Kolom SRPMK

Pengekangan pada kolom dipasang disetiap ujung-ujung kolom sepanjang  $\ell_o$ , menurut SNI 2847:2013 Pasal 21. 6. 4. 1 panjang  $\ell_o$  tidak boleh kurang dari yang terbesar antara:

- H kolom
- $1/6 L_n$
- 450 mm

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21. 6. 4. 3 spasi tulangan pengekang sepanjang daerah kekangan  $\ell_o$  tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- $1/4 \times 600$
- 6 x Diameter tulangan

Untuk menentukan luas tulangan, pengekangan pada kolom dapat menggunakan persamaan di bawah ini:

- $A_{sh} = 0,3 \frac{s.bc.fcr}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$
- $A_{sh} = 0,09 \frac{s.bc.fcr}{f_y}$

## 2.5 Dinding Geser

### 2.5.1 Pengertian Dinding Geser

Dinding geser adalah struktur vertikal yang digunakan pada bangunan tinggi dan berfungsi sebagai penahan beban lateral seperti gaya gempa dan angin.

### 2.5.2 Kategori Dinding Geser

Dinding geser dikategorikan berdasarkan geometrinya, yaitu (Imran dkk,2008):



- a) *Flexural wall* (dinding langsing), yaitu dinding geser yang memiliki rasio  $hw/lw \geq 2$ , dimana desain dikontrol terhadap perilaku lentur
- b) *Squat wall* (dinding pendek), yaitu dinding geser yang memiliki rasio  $hw/lw \leq 2$ , dimana desain dikontrol terhadap perilaku lentur
- c) *Coupled shear wall* (dinding berangkai), dimana momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan oleh sepasang dinding geser yang dihubungkan dengan balok-balok penghubung sebagai gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar dinding tersebut.

### 2.5.3 Tulangan Minimum

- 1) Rasio minimum luas tulangan vertikal terhadap luas bruto beton,  $\rho_l$ , harus:
  - (a) 0,0012 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan  $f_y$  tidak kurang dari 420 MPa; atau
  - (b) 0,0015 untuk batang tulangan ulir lainnya; atau
  - (c) 0,0012 untuk tulangan kawat las yang tidak lebih besar dari Ø-16 atau D-16.
- 2) Rasio minimum luas tulangan horizontal terhadap luas beton bruto,  $\rho_t$ , harus:
  - (a) 0,0020 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan  $f_y$  tidak kurang dari 420 MPa; atau
  - (b) 0,0025 untuk batang tulangan ulir lainnya; atau
  - (c) 0,0020 untuk tulangan kawat las yang tidak lebih besar dari Ø-16 atau D-16.

### 2.5.4 Batasan Ketinggian Bangunan yang Ditingkatkan untuk Dinding Geser Beton Bertulang Khusus

Batasan ketinggian diijinkan untuk ditingkatkan dari 48 m sampai 72 m untuk struktur yang dirancang dengan kategori desain seismik D atau E. Apabila struktur mempunyai sistem penahan gaya gempa berupa dinding geser beton bertulang cetak-setempat khusus, struktur harus memenuhi persyaratan berikut:

- (a) Struktur tidak boleh mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan seperti didefinisikan dalam Tabel 2.12 (ketidakberaturan struktur tipe 1b).
- (b) Dinding geser beton bertulang cetak-setempat khusus, pada semua bidang harus menahan tidak lebih dari 60 persen gaya gempa total dalam setiap arah, dengan mengabaikan pengaruh torsi tak terduga.

**Tabel 2.12** Ketidakberaturan horizontal pada struktur (SNI)

	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13SNI 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13SNI 12.2.2	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan kontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
4	Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 13SNI 12.2.2	B, C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E dan F
5	Ketidakberaturan sistem nonparallel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan gaya gempa	7.5.3 7.7.3 Tabel 13SNI 12.2.2	C, D, E dan F B, C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E dan F

### 2.5.5 Pengankuran Dinding Struktural

Dinding struktural yang berfungsi sebagai penumpu beban vertikal atau penahan geser lateral untuk bagian struktur harus diangkurkan ke pelat atap dan seluruh pelat lantai serta elemen-elemen struktur yang memberikan tahanan lateral untuk dinding atau yang ditumpu oleh dinding. Angkur harus memberikan sambungan langsung antara dinding-dinding dan konstruksi pelat atap atau konstruksi pelat lantai. Angkur harus mampu menahan gaya horizontal terfaktor yang tegak lurus bidang dinding sebesar minimum 0,2 kali berat daerah tributary dinding pada sambungan, tapi tidak kurang dari  $0,24 \text{ kN/m}^2$ .

### 2.5.6 Gaya Pengankuran Dinding

Pengankuran dinding struktural pada konstruksi pendukung harus dapat menyediakan suatu sambungan langsung yang mampu menahan gaya rencana berikut:

$$F_p = 0,4 S_{DS} k_a I_e W_p$$

$F_p$  tidak boleh diambil kurang dari  $0,2 k_a I_e W_p$

$$k_a = 1,0 + \frac{L_f}{30}$$

$k_a$  tidak perlu diambil besar dari 2,0.

Keterangan:

$F_p$  = gaya desain pada angkur-angkur individu

$S_{DS}$  = parameter percepatan respons spectral desain pada perioda pendek  
( $S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$ )

$I_e$  = faktor keutamaan gempa (Tabel 2.9)

$k_a$  = faktor amplifikasi untuk fleksibilitas diafragma

$L_f$  = bentang diafragma fleksibel (dalam m) yang memberikan tumpuan lateral pada dinding; bentang tersebut diukur antara elemen-elemen vertikal yang menyediakan tumpuan lateral terhadap diafragma tersebut pada arah yang ditinjau. Nilai  $L_f$  adalah 0 untuk diafragma kaku

$W_p$  = berat dinding sesuai luasan tributary angkur

Bila angkur tidak terletak di atap dan seluruh diafragma tidak fleksibel, maka nilai yang diperoleh dari  $F_p = F_p = 0,4S_{DS}k_aI_eW_p$  diijinkan untuk dikalikan dengan faktor  $\frac{(1+2z/h)}{3}$ , dimana  $z$  adalah tinggi angkur di atas dasar struktur dan  $h$  adalah tinggi atap di atas dasar.

Dinding struktural harus didesain untuk menahan lentur antara angkur-angkur bila spasi angkur melebihi 1200 mm.

### 2.5.7 Perencanaan Dinding Geser

Pengekangan pada dinding geser terjadi pada daerah elemen pembatas (*boundary element*). Elemen pembatas ini ditentukan dengan persamaan:

$$c > \frac{lw}{600 \times \left(\frac{\delta u}{hw}\right)}; \frac{\delta u}{hw} > 0,007$$

Keterangan:

$C$  = panjang dari serat terluar beton ke garis normal. Untuk nilai  $\delta u$  didapat dari drift hasil analisa menggunakan software

$Hw$  = tinggi dinding geser

Jika nilai  $\frac{\delta u}{hw} < 0,007$  maka nilai yang digunakan adalah 0,007.

Jika  $< \frac{lw}{600 \times \left(\frac{\delta u}{hw}\right)}$ , maka dinding geser tidak memerlukan tulangan pengekang.

Tulangan pengekang harus dipasang sepanjang elemen pembatas (*boundary element*). Untuk panjang elemen pembatas harus dipasang secara horizontal tidak kurang dari:

- $C - 0,1 lw$
- $c/2$

Menentukan luas tulangan pengekangan pada dinding geser juga menggunakan rumus dibawah ini:

- $A_{sh} = 0,3 \frac{s.bc.fcr}{f_y} \left[ \left( \frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right]$
- $A_{sh} = 0,09 \frac{s.bc.fcr}{f_y}$